

Title	接着剤および炭素繊維を適用した外ケーブル補強工法に用いる定着ブラケット構造に関する研究(Dissertation_全文)
Author(s)	山下, 亮
Citation	Kyoto University (京都大学)
Issue Date	2014-03-24
URL	http://dx.doi.org/10.14989/doctor.k18237
Right	
Type	Thesis or Dissertation
Textversion	ETD

接着剤および炭素繊維を適用した
外ケーブル補強工法に用いる定着ブラケット構造に関する研究

山下 亮

目 次

	頁
第 1 章 序論.....	1
1.1 本研究の背景および目的	1
1.2 本論文の構成	3
参考文献	5
第 2 章 既往の研究.....	6
2.1 本章の目的	6
2.2 ブラケット構造に関する研究および設計規準.....	6
2.2.1 摩擦接合を用いたブラケット構造に関する研究	6
2.2.2 RC ブラケット構造に関する設計規準.....	8
2.3 コンクリート接合部の強度に関する研究.....	10
2.4 炭素繊維補強に関する研究	14
2.5 接着系あと施工アンカーに関する研究.....	18
2.6 既往の研究を踏まえた本研究の課題.....	21
参考文献	22
第 3 章 接着剤を適用しないブラケット構造の基礎的挙動に関する研究.....	26
3.1 本章の目的	26
3.2 試験概要	26
3.2.1 試験供試体.....	26
3.2.2 試験ケースおよび載荷方法	26
3.2.3 使用材料.....	29
3.2.4 測定項目	30
3.3 試験結果および考察	30
3.3.1 圧縮載荷試験	30
3.3.2 引張載荷試験.....	36
3.4 非線形 FEM 解析による試験結果の検証	37
3.4.1 解析概要.....	37
3.4.2 解析結果.....	39
3.5 本章の結論	39
参考文献	42
第 4 章 接着剤を適用したコンクリート接合部の強度に関する研究.....	43
4.1 本章の目的	43
4.2 接着剤の種類が曲げ接着強度に与える影響.....	43

4.2.1	試験概要.....	43
4.2.2	試験結果および考察.....	45
4.3	接着剤の種類が破壊エネルギーおよび引張軟化に与える影響.....	49
4.3.1	試験概要.....	49
4.3.2	試験結果および考察.....	50
4.3.3	引張軟化曲線.....	53
4.4	本章の結論.....	54
	参考文献.....	56
第5章 炭素繊維シート埋込み定着部の強度に関する研究.....		57
5.1	本章の目的.....	57
5.2	試験概要.....	57
5.2.1	試験方法.....	57
5.2.2	試験ケース.....	58
5.2.3	使用材料.....	59
5.3	試験結果および考察.....	60
5.3.1	剥離試験.....	60
5.3.2	引抜き試験.....	62
5.3.3	拔出し変位.....	65
5.4	本章の結論.....	66
	参考文献.....	68
第6章 接着剤および炭素繊維を適用した外ケーブル定着ブラケット構造に関する研究.....		69
6.1	本章の目的.....	69
6.2	縮小モデル試験体載荷試験.....	69
6.2.1	試験概要.....	69
6.2.2	試験結果および考察.....	73
6.3	実物大試験体載荷試験.....	79
6.3.1	試験概要.....	79
6.3.2	試験結果および考察.....	84
6.4	ブラケット構造の破壊シナリオの設定.....	91
6.5	非線形 FEM 解析による破壊シナリオの検証.....	93
6.5.1	解析概要.....	93
6.5.2	解析結果および考察.....	95
6.6	本章の結論.....	98
	参考文献.....	100
第7章 外ケーブル定着ブラケット構造の長期耐久性に関する研究.....		101
7.1	本章の目的.....	101

7.2 炭素繊維埋込み定着部のクリープ試験.....	101
7.2.1 試験概要.....	101
7.2.2 試験結果および考察.....	103
7.3 接着剤を適用したコンクリート接合部のクリープ試験.....	109
7.3.1 試験概要.....	109
7.3.2 試験結果および考察.....	112
7.4 実物大試験体の暴露試験.....	117
7.4.1 試験概要.....	117
7.4.2 試験結果および考察.....	119
7.5 本章の結論.....	120
参考文献.....	121
 第 8 章 外ケーブル定着ブラケット構造の簡易設計手法に関する検討の試み.....	122
8.1 本章の目的.....	122
8.2 詳細設計手法の整理.....	122
8.3 簡易設計手法の検討方針.....	123
8.4 安全係数の設定.....	124
8.5 簡易設計手法に関する検討.....	125
8.5.1 曲げモーメントに対する設計.....	125
8.5.2 セン断力に対する設計.....	126
8.5.3 バックアップ構造機能時の設計.....	127
8.5.4 簡易設計手法の検証.....	127
8.6 本章の結論.....	130
8.7 簡易設計手法を確立するための課題.....	130
参考文献.....	132
 第 9 章 結論.....	133
9.1 本研究で得られた結論.....	133
9.2 今後の課題.....	139
9.3 PC 橋および提案するブラケット構造のシナリオデザイン.....	140
9.3.1 PC 橋の現状.....	140
9.3.2 PC 橋のシナリオデザイン.....	141
9.3.3 提案するブラケット構造のシナリオデザイン.....	143
 謝辞.....	145

第1章 序論

1.1 本研究の背景および目的

わが国では、高度経済成長期以降に整備された社会資本の老朽化が進み、今後 20 年間で建設後 50 年以上経過する構造物が急増する^{1.1)}。社会資本の核となるコンクリート構造物は、一部では「メンテナンスフリー」と言われてきたが、近年、塩害、中性化、およびアルカリシリカ反応等による経年劣化が顕在化した事例が多く報告され、建設時の適切な施工や維持管理が重要であることが明らかとなった。道路橋においては、車両の大型化や交通量の増加により 1996 年に設計自動車荷重が 200 kN から 250 kN に改訂され^{1.2)}、また、1995 年の兵庫県南部地震や 2011 年の東北地方太平洋沖地震等の経験により耐震設計規準が改訂され^{1.3)}、建設当初の健全な状態を維持し、経年劣化に対する補修・補強が必要ない道路橋でも、現行の設計規準を満足するためには補強が必要となる。

コンクリート道路橋の補強には、様々な工法が提案され実用化されている^{1.4)}。その中で、外ケーブル補強工法や、落橋防止装置設置工法、縁端拡幅工法等、外力を支持する部材を新たに設ける場合、コンクリートブラケット構造が採用されることが多い。このブラケットから既設橋への外力の伝達に、道路橋示方書^{1.5)}やコンクリート標準示方書^{1.6)}に準拠した現行の設計手法では、鉄筋、PC 鋼材等の引張補強鋼材の配置が必要である。鋼材の配置には既設橋の削孔が要求されるが、削孔位置は既設橋の鉄筋、PC 鋼材と干渉しないよう決定する必要があるが、設計の自由度が制限されているのが現状である。

本研究で着目する外ケーブル補強工法の一例を図 1-1 に、既設桁の PC 鋼材、鉄筋の非破壊検査結果と実際の削孔状況の事例を図 1-2 に示す。外ケーブル補強工法では、支点付近の主桁ウェブに径 70 mm 程度の貫通孔を設けた上で、ブラケットを PC 鋼棒にて緊結する摩擦接合が一般的である。外ケーブルの緊張力を既設桁に伝達するため、ブラケットと既設桁の接合面に発生する曲げモーメントおよびせん断力に対し、PC 鋼棒により導入したプレストレスにより抵抗する構造である^{1.7)}。しかし、貫通孔を設けることによる既設桁への影響を定量的に評価するには至っていない。また、比較的大きい径の貫通孔を設けるため、削孔にはダイヤモンドコアドリルの使用が一般的である。削孔の際、万が一にも既設 PC 鋼材を切断することがないように、削孔前には電磁波レーダ法による非破壊検査に加え X 線法による検査を実施する事例が多く、それが工事費を増加させる要因となっている。

これらの背景を踏まえ、既設桁への削孔径を小さくし、その影響を最小とするブラケット構造として、図 1-3 に示す構造を提案した。本構造では、ブラケットと既設桁の接合面の接着剤（以下、接着剤）としてエポキシ樹脂を塗布し、その接着強度を期待した上で、炭素繊維シート（以下、CFRP）を引張補強材として配置する。ここで、CFRP による補強は、接合面に曲げモーメントが作用した際の引

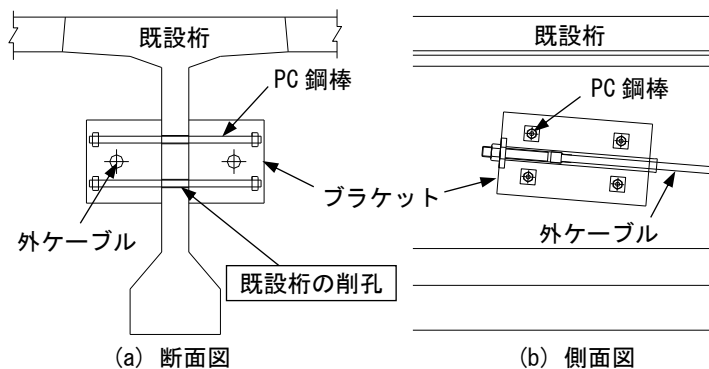


図 1-1 外ケーブル補強工法の一例



図 1-2 削孔状況

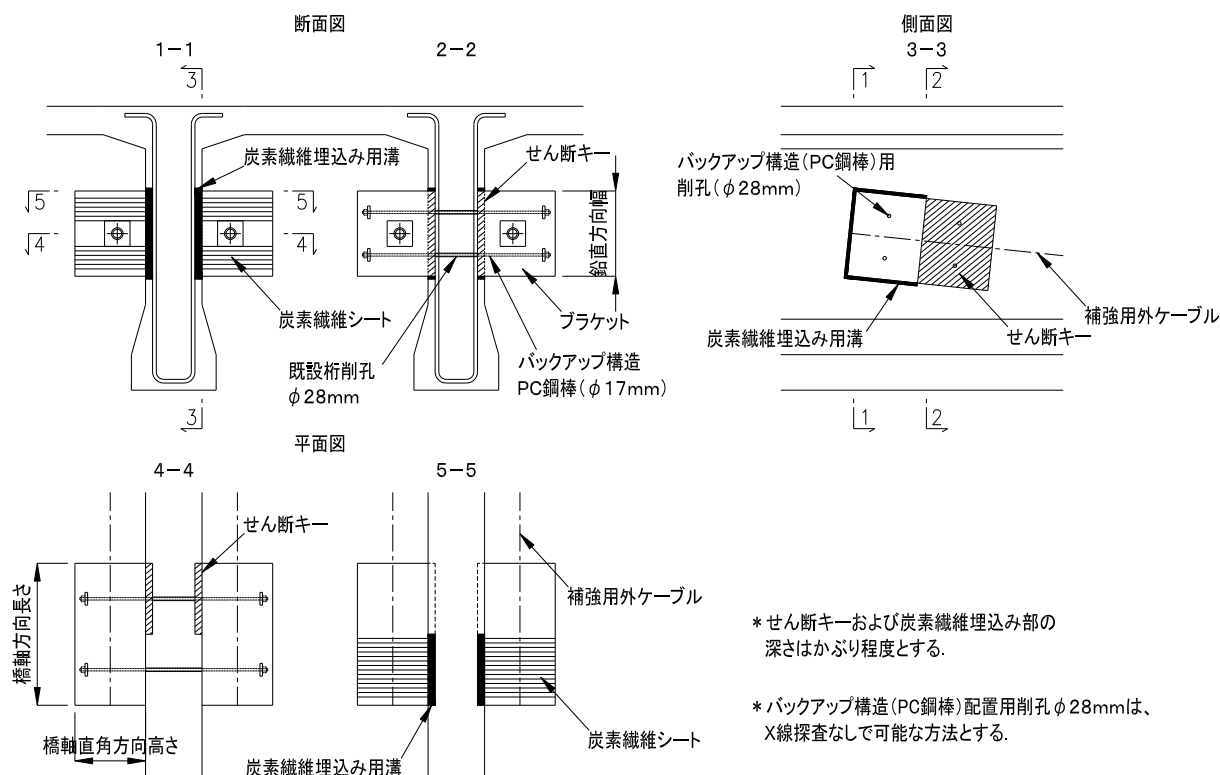


図 1-3 提案するブラケット構造

張側に、既設桁の鉄筋かぶりに相当する深さの溝を設け、その溝に CFRP をエポキシ樹脂にて埋込み定着するものである。定着部以外の部分は、一般的な貼付け補強や巻立て補強^{1.8)}と同様に、ブラケットの表面に CFRP をエポキシ樹脂にて接着する。接合面に曲げモーメントが作用した際の圧縮側には、深さ鉄筋かぶり程度のせん断キーを形成し、せん断力に抵抗させる。ブラケットのコンクリートはプレキャスト、現場打ち、両者に対応するが、高品質なコンクリートが期待できる工場製のプレキャストブラケットを主案とする。接着剤の塗布後、硬化までの間、プレキャストブラケットを加圧固定するため、既設 PC 鋼材、既設鉄筋を切断する恐れのないハンマドリル等で削孔可能な程度の径の貫通孔を既設桁に設け、加圧用 PC 鋼棒を配置する。この加圧用 PC 鋼棒の径は、接着剤および CFRP の両者が同時に機能不全を起こした場合に、せん断キーとともに機能することにより外ケーブル緊張力を支持できる程度の径を確保するものとし、接着剤および CFRP のバックアップ構造としての機能を持たせる。この考えにより、現状の技術である摩擦接合での緊結用 PC 鋼棒と比較して大幅に径を縮小できる。ここで、本研究で対象とするブラケット構造の寸法は、摩擦接合によるブラケット構造と同程度とすることとした。摩擦接合によるブラケット構造の寸法は、既設桁の補強に必要な外ケーブルの緊張力および設計で設定する緊結用 PC 鋼棒の配置本数により異なる。本研究では引張荷重 (破断荷重) が 1000 kN 程度の外ケーブルを想定し、ブラケットの寸法は、補強事例^{1.9)}を参考に橋軸方向長さ 1000～1500 mm、橋軸直角方向高さ 500 mm、鉛直方向幅 600 mm 程度を想定することとした (図 1-3)。また、既設桁のかぶりは、道路橋示方書の最小かぶりが昭和 53 年制定以降、現在まで、塩害地域を除き 35 mm であるため、施工のばらつきを考慮して 25～50 mm 程度を想定する。なお、昭和 52 年以前の最小かぶりは 20 mm であり^{1.10)}、また、旧建設省制定「土木構造標準設計」では、ポストテンション方式 PC 単純 T 桁橋のかぶりは、昭和 44 年制定では 25 mm、昭和 55 年制定以降では 35 mm とされている^{1.11)}。

提案する構造の強度は、既設桁およびブラケットのコンクリート強度に加え、高分子材料であるエポキシ樹脂および CFRP の強度に依存する。既設桁のコンクリート強度は、反発度法等による非破壊検査、コア採取による強度試験や局部破壊試験により、ある程度の精度で推定することが可能である^{1,12)}。しかし、コンクリートの引張強度を期待し、加圧 PC 鋼棒、鉄筋等の引張補強材を配置しないブラケット構造に関する研究は見当たらず、それゆえ、エポキシ樹脂をコンクリートの接着剤とし、その接着強度のみを期待する構造は現状ではほとんどない。CFRP は軽量かつ非腐食性な材料であることから、接着工法や巻立て工法により、コンクリート構造物の補強に近年多く用いられ、その各種耐久性について検討されている材料であるが、CFRP をシート状のままエポキシ樹脂にてコンクリートに埋込み定着した事例はない。また、接着剤および CFRP の接着、埋込み定着の両者に使用するエポキシ樹脂は、持続荷重によるクリープが懸念される。提案する構造を実現するためには、これらに関する基礎的性状やブラケット構造としての挙動を明らかにするとともに設計手法を確立する必要がある。

以上より、本研究の目的は、経年劣化による損傷は生じていないが耐荷性能の向上が要求される既設コンクリート橋を主たる対象とし、接着剤および CFRP を適用したブラケット構造の挙動、破壊メカニズム、および破壊シナリオを明らかにすることとした。また、ブラケット構造の長期安全性を一部検証することを目的とした。これらの目的のため、まず、引張補強材を配置しないブラケット構造および引張補強材に CFRP を適用したブラケット構造の載荷試験を実施し、ブラケット構造の基礎的挙動や破壊メカニズムを明らかにすることとした。ここでは、接着剤は適用せず、引張補強材としての CFRP の効果の検証を目的とした。その後、エポキシ樹脂により接着したコンクリート接合部および CFRP 埋込み定着部の短期荷重に対する強度に関して、要素試験により基礎的性状を確認した上で、接着剤および CFRP を適用したブラケット構造の挙動、破壊メカニズムおよび破壊シナリオを、載荷試験および非線形 FEM 解析により検証することとした。この際、施工のばらつきや寸法効果による強度のばらつきの影響を検証できるように試験ケースを設定した。さらに、長期耐久性に関して、接着剤を適用したコンクリート接合部および CFRP 埋込み定着部に持続荷重が作用した時のクリープ挙動を要素試験により検証した。要素試験に加え、外ケーブルに緊張力を与えた実物大試験体の暴露試験を実施し、提案するブラケット構造の長期安全性を実証することとした。また、これらの研究成果に基づき簡易設計手法の検討を試みた。最後に、本研究で検討した簡易設計手法を確立するために残された今後の課題について整理した。

1.2 本論文の構成

本論文は図 1-4 に示すとおり、9 章で構成される。

第 1 章「序論」では、本研究の背景および目的と本論文の構成を示す。

第 2 章「既往の研究」では、本研究に関連する既往の研究および設計規準について整理し、提案するブラケット構造の課題をまとめた。本研究に関連する研究として、ブラケット構造に関する研究、コンクリート接合部の強度に関する研究、CFRP 補強に関する研究、および接着系あと施工アンカーに関する研究に着目した。

第 3 章「接着剤を適用しないブラケット構造の基礎的挙動に関する研究」では、実構造物の 1/2 スケ

ールとした引張補強材を配置しないブラケット構造の載荷試験を実施し、その基礎的な挙動を検証した。また、CFRPを引張補強材としたブラケット構造に関して載荷試験を実施し、CFRPによる補強効果およびその破壊メカニズムについて検討した。

第4章「接着剤を適用したコンクリート接合部の強度に関する研究」では、接着剤を適用したコンクリート接合部の4点載荷による曲げ載荷試験を実施し、接合部の基礎的な強度および破壊性状を得た。また、3点載荷による破壊エネルギー試験を併せて実施し、接着剤の種類の違いが与える影響をより詳細に把握し、第6章での非線形FEM解析の基礎データとすることとした。

第5章「炭素繊維シート埋込み定着部の強度に関する研究」では、CFRP埋込み定着部の剥離破壊試験ならびに付着強度に起因する引抜き破壊試験を実施し、基礎的な定着部強度および破壊性状について検討した。また、埋込み定着部からのCFRPの拔出し変位について整理し、第6章での非線形FEM解析の基礎データとすることとした。

第6章「接着剤および炭素繊維を適用した外ケーブル定着ブラケット構造に関する研究」では、接着剤およびCFRPを適用したブラケット構造の1/2スケールおよび実物大の試験体による載荷試験を実施し、提案する構造の耐荷性能、破壊性状、ならびに破壊メカニズムを検証した。さらに、接着剤お

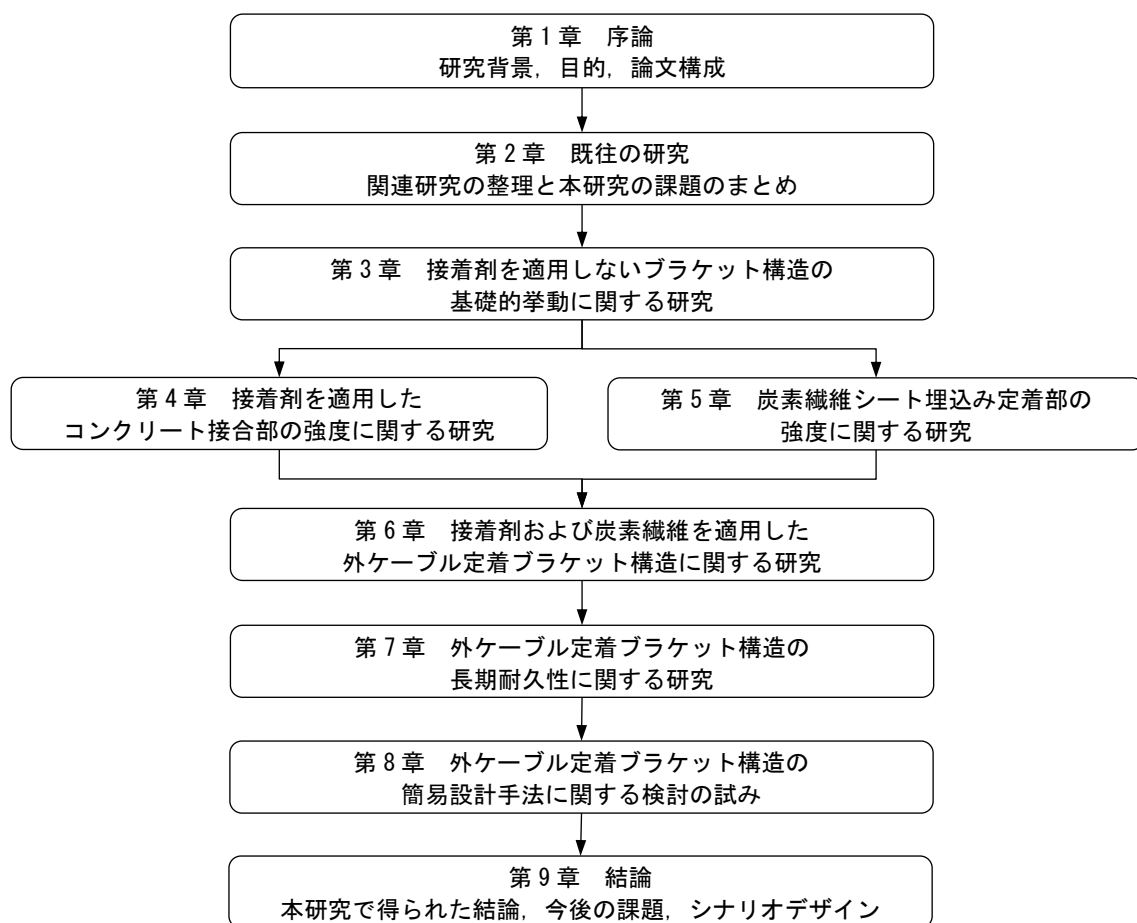


図 1-4 本論文の構成

よび CFRP 定着部が破壊した際のバックアップ構造の機能について、実物大試験体により実証した。また、載荷試験結果に基づきブラケット構造の破壊シナリオを構築し、そのシナリオを非線形 FEM 解析により検証した。

第 7 章「外ケーブル定着ブラケット構造の長期耐久性に関する研究」では、接着剤を適用したコンクリート接合部、CFRP 埋込み定着部各々について、20℃および 40℃環境下におけるクリープ試験を実施し、持続荷重に対する要素的な安全性を検証した。それに加えて、外ケーブルに緊張力を与えた実物大試験体の暴露試験を開始し、今後も暴露試験を継続することにより、ブラケット構造としての長期耐久性を実証することとした。

第 8 章「外ケーブル定着ブラケット構造の簡易設計手法に関する検討の試み」では、各章で得られた知見をもとに、提案するブラケット構造の簡易設計手法に関する検討を試みた。簡易設計手法により決定される耐荷力と載荷試験結果を比較し、試験のばらつきを考慮した上で担保される安全率を検証した。また、簡易設計手法を確立するための今後の課題について整理した。

第 9 章「結論」では、本研究で得られた結論および今後の課題について総括した。また、PC 橋および提案するブラケット構造のシナリオデザインを提言し、本研究のまとめとした。

参考文献

- 1.1) 例えば、国土交通省：国土交通白書 2013，2013.
- 1.2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，1996.
- 1.3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.
- 1.4) プレストレストコンクリート工学会：コンクリート構造診断技術，2013.
- 1.5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編，2012.
- 1.6) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書 設計編，2012.
- 1.7) プレストレスト・コンクリート建設業協会：外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル（案），2007.
- 1.8) 土木学会：連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，2000.
- 1.9) プレストレスト・コンクリート建設業協会：外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強事例図集，2007.
- 1.10) 国土交通省 国土技術政策総合研究所：コンクリート橋の塩害対策資料集（第 3 回塩害調査）－実態調査（近接目視）に基づくコンクリート橋の塩害対策の検討－，国総研資料第 711 号，2012.
- 1.11) プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC 技術の変遷，2003.
- 1.12) 日本コンクリート工学会：コンクリート診断技術，2013.

第2章 既往の研究

2.1 本章の目的

本研究の対象とするブラケット構造は、接合面に接着剤を適用し、CFRPを補強材として用いることから、関連する研究として、ブラケット構造に関する研究、コンクリート接合部の強度に関する研究、およびCFRP補強に関する研究が挙げられる。また、CFRPを埋込み定着することから、類似の研究として、接着系あと施工アンカーに関する研究が考えられる。本章では、これらの既往の研究に個別に着目し、現在までに得られている知見を整理した上で、本研究の課題をまとめることとした。

2.2 ブラケット構造に関する研究および設計規準

2.2.1 摩擦接合を用いたブラケット構造に関する研究

現在、既設コンクリート橋の外ケーブル補強工法に用いる定着ブラケットは、現場打ちコンクリートにより施工され、PC鋼棒の緊結力による摩擦接合の考え方で既設桁と一体化されている。その摩擦接合は、設計荷重作用時および終局荷重作用時の2つの状態に対し設計される^{2.1)}。設計荷重作用時の設計は、設計荷重をプレストレスング中の外ケーブルの許容荷重とし、接合面に作用するせん断力によりずれやひび割れが生じず弾性限界に収まること、および曲げモーメントにより浮上りが生じないことが要求性能とされている。すなわち、PC鋼棒緊結による摩擦力が設計荷重以上であること、およびPC鋼棒の緊結力により接合面が全圧縮状態となることを照査する。終局荷重作用時の設計は、設計荷重を外ケーブルの引張荷重（破断荷重）とし、接合面のせん断伝達耐力が設計荷重以上であることを照査する。なお、設計荷重作用時、終局荷重作用時いずれにおいても、既設桁と現場打ちブラケットの付着強度は無視している。設計荷重作用時のずれ検討に用いる摩擦係数は、既設桁表面をチップング、サンドブラストまたはウォータージェットで処理した場合0.6であり、終局荷重作用時の設計せん断伝達耐力はコンクリート標準示方書設計編^{2.2)}に基づいた式(2.1)、式(2.2)により算出する。

$$V_{cnd} = \tau_c \cdot A_c / \gamma_b \quad (2.1)$$

$$\tau_c = \mu \cdot f'_{cd}{}^b (\sigma'_{nd} / 2)^{1-b} \quad (2.2)$$

ここで、

V_{cnd} : 設計せん断伝達耐力 (N)

A_c : せん断面の面積 (mm^2)

γ_b : 部材係数 (一般に1.3としてよい)

μ : 個体接触に関する平均摩擦係数 (=0.45)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (MPa)

b : 面形状を表す係数 (0~1) で、以下の値を標準とする。

2/3 = ひび割れ面 (普通強度のコンクリート)

1/2 = 打継面 (処理あり) あるいは高強度コンクリートのひび割れ、プレキャスト部材の継目に接着剤を用いた場合の継目

σ'_{nd} : せん断面に垂直に作用する平均圧縮応力度 (MPa)

この設計手法の妥当性は浅井ら^{2,3)}により検証されている。浅井らは、表面処理をした場合、その方法にかかわらず摩擦係数は0.6以上となること、およびせん断伝達耐力には接合面の表面処理方法が影響することを、表2-1に示す試験体を用いた载荷試験により実証している。実構造物には外ケーブルの緊張力が作用するが、载荷試験には外ケーブルを用いず、油圧ジャッキにより直接荷重を载荷している。本研究では、油圧ジャッキによる直接载荷を圧縮载荷と呼ぶ。図2-1にずれやひび割れが生じる弾性限界荷重と緊結力の関係を、図2-2に最大荷重と設計せん断伝達耐力の関係を示す。図2-1に示された実線は、摩擦係数を0.6とした時の緊結力と摩擦力の関係であり、無処理(2N0U)以外の試験体はすべて0.6以上の摩擦係数を示したことがわかる。また、図2-2に示された結果の内、表面処理以外を同条件とした無処理(2N0U)、チップング処理(2T0U)、サンドブラスト処理(2S0U)、およびウォータージェット処理(2W0U)を比較すると、チップング処理は無処理と比較して効果があるものの、サンドブラスト処理やウォータージェット処理と比較して最大荷重が低下する結果となっている。

表2-1 载荷試験ケース^{2,3)}

No.	記号	表面処理	緊結張力		傾斜角	グラウト
			φ	(kN)		
1	2N0U	無処理	4-φ23mm	1,160	0°	無
2	1S0U	サンドブラスト	4-φ23mm	580	0°	無
3	2S0U	サンドブラスト	4-φ23mm	1,160	0°	無
4	2S0B	サンドブラスト	4-φ23mm	1,160	0°	有
5	3S0U	サンドブラスト	4-φ32mm	1,740	0°	無
6	4S0U	サンドブラスト	4-φ32mm	2,320	0°	無
7	2S6U	サンドブラスト	4-φ23mm	1,160	6°	無
8	2S12B	サンドブラスト	4-φ23mm	1,160	12°	有
9	2T0U	チップング	4-φ23mm	1,160	0°	無
10	2W0U	WJ	4-φ23mm	1,160	0°	無

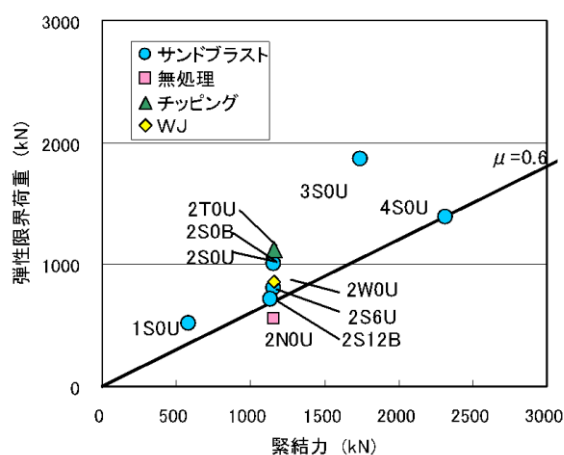


図2-1 弾性限界荷重と緊結力の関係^{2,3)}

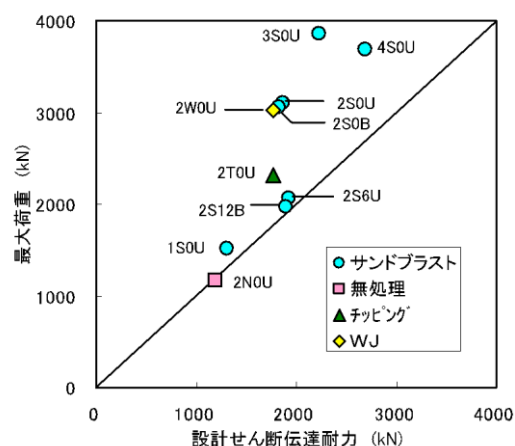


図2-2 最大荷重と設計せん断伝達耐力の関係^{2,3)}

ウェブ厚が薄い箱桁断面に大容量の外ケーブルを定着するブラケット構造の一案として、既設桁を鋼板接着工法で補強した上で、定着ブラケットを緊結する構造が研究されている^{2,4), 2,5)}。図2-3に示すとおり、基本的な構造は従来と同じPC鋼棒による緊結であるが、既設桁とブラケットの間にエポキシ樹脂層および補強鋼板が存在する。この研究では、ブラケット構造の破壊形態は既設桁とエポキシ樹脂層間のせん断接着破壊であり、接着破壊後の摩擦係数は0.7程度であったことが報告されている。また、エポキシ樹脂と既設コンクリート間のせん断接着強度が、3.4~4.2 MPa程度期待できる可能性が示されている^{2,4)}。なお、要素的な载荷試験^{2,4)}では、油圧ジャッキによる圧縮载荷、実構造物を模擬した実物大载荷試験^{2,5)}では、実際に配置した外ケーブルを緊張する载荷を採用している。本研究では、外ケーブルまたはPC鋼棒等を緊張する実構造物と同様な载荷方法を引張载荷と呼ぶこととする。圧縮载荷と引張载荷には異なる試験体を用いており、また、引張载荷では試験体の破壊まで载荷しておらず、载荷方法の影響は明らかとされていない。

ブラケット構造の摩擦接合に関する類似の研究として、阪神高速道路の PC 単純桁のノージョイント化に向けた横桁連結工法に関する研究がある^{2.6)-2.9)}。本工法は、隣接する PC 単純桁の桁端部横桁間にモルタルを充填した上で、既設横桁同士を PC 鋼棒にて連結する工法である。構造系が変化することにより、既設主桁と既設横桁の間に新たな力が作用するが、既設主桁と既設横桁は設計上、PC 鋼材のみで一体化される摩擦接合となっている。その主桁、横桁接合面のすべり挙動を明らかにするための実験的研究が実施された。図 2-4 に試験体を、図 2-5 に試験結果を示す。なお、試験体のコンクリートは、主桁想定コンクリート（設計基準強度 40 MPa）と横桁想定コンクリート（設計基準強度 30 MPa）の 2 回にかけて打設され、接合面の表面は無処理としている。この研究では、表面処理がない場合の接合面の摩擦係数は 0.58 程度であることが明らかとされ、浅井らの研究^{2.3)}と大きく相違しない結果が得られている。また、接合面のせん断付着強度が、2.2 MPa 程度期待できることが確認されている。これらの結果を踏まえた「既設 PC 桁の横桁連結工法マニュアル（案）」^{2.7)}では、接合面の摩擦係数を 0.5、せん断付着強度を 2.0 MPa とし、安全率 1.5 を考慮して算出する荷重を許容ずれ抵抗力としている。

以上、摩擦接合によるブラケット構造に関連する研究について述べた。摩擦接合には、接合面の摩擦係数およびコンクリートのせん断付着または付着強度が大きく影響することがわかる。

2.2.2 RC ブラケット構造に関する設計規準

摩擦接合を用いない RC 構造としてのブラケットは、その耐荷機構から、張出し長さと比較してはりの高さが大きい片持ちばりとして設計され、わが国の設計規準ではコーベルと呼称されるのが一般的である。道路橋示方書^{2.10)}におけるコーベルの設計は、曲げモーメントに対して、引張主鉄筋を引張弦材、コンクリートを圧縮斜材としたトラス状の耐荷機構を考慮できるストラットタイモデルにより引張主鉄筋量を決定する。せん断力に対しては、トラス状の耐荷機構は考慮せず、通常のはりとして設計してよいとされている。これは、はりとして

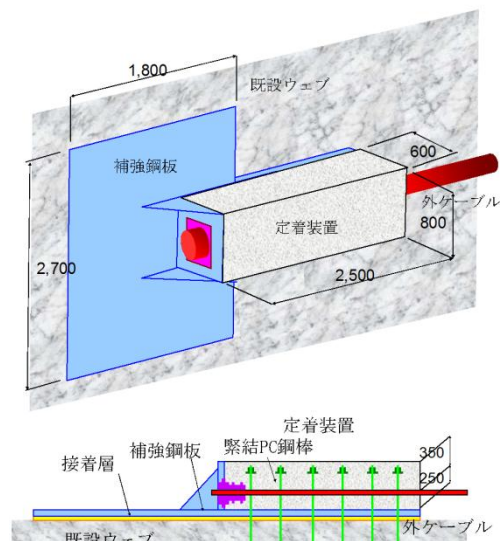


図 2-3 定着部の構造（単位：mm）^{2.4)}

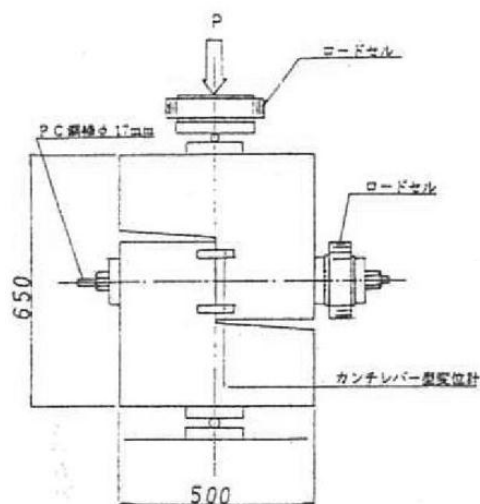


図 2-4 試験体（単位：mm）^{2.6)}

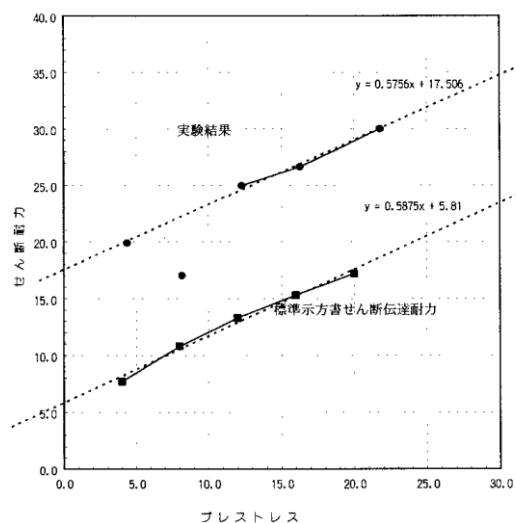


図 2-5 試験結果（単位：tf）^{2.8)}

設計すれば一般に安全側との判断からである。したがって、コーベルの破壊形態の一つと考えられる主部材との接合面の破壊(図 2-6)については言及していない。

コンクリート標準示方書^{2.2)}におけるコーベルの設計は、曲げモーメントだけでなく、せん断力に対してもトラス状の耐荷機構を考慮し設計することとされている。具体的には、圧縮斜材であるコンクリートが圧壊しないことが要求されるため、ディープビームの規定を準用して設計せん断圧縮破壊耐力を算出し、作用せん断力より大きいことを照査する。なお、コンクリート標準示方書に規定されるディープビームの設計せん断圧縮破壊耐力算出式は、解析的かつ実験的な検討に基づき提案されたせん断補強鉄筋を有さないディープ

ビームのせん断耐力算定式^{2.11)}を、安全側に簡略化したものである^{2.12)}。道路橋示方書と同様に、主部材とコーベルの接合面における破壊について直接言及していないが、せん断力に対する照査一般の規定の中に、「ひび割れ発生の可能性の高い面や打継面等でせん断力を伝達する必要がある場合には、せん断面における直接的なせん断伝達に対する照査を行うものとする」との記述があり、設計者の判断によりせん断伝達耐力について照査することが求められる。

米国設計規準の ACI 318 Building Code Requirements for Structural Concrete^{2.13)}(以下、ACI 規準)では、「ブラケットおよびコーベル」に関する規定が設けられている。わが国の設計規準同様、トラス状の耐荷機構を前提とした上で、曲げモーメントに対しては、通常のはりとして設計することが許容されている。明確な理由は示されていないが、一般に安全側の設計となるためと考えられる。一方、せん断力に対しては、せん断伝達耐力 (shear-friction) に基づき設計することとされている。ACI 規準におけるせん断伝達耐力は、引張主鉄筋が降伏時に負担できる荷重、すなわち鉄筋降伏時に接合面に作用する圧縮力と、摩擦係数の積により簡易的に算出する。この際の摩擦係数は、接合面が打継目でない一体打ちの場合は 1.4、接合面が打継目であり ACI 規準を満足する表面処理を行う場合は 1.0、表面処理を行わない場合は 0.6 とされている。ここで、ACI 規準を満足する表面処理とは、表面に異物、レイタンス等がなく、表面の凹凸の低い点と高い点の差が約 6mm 程度と規定されている。

欧州設計規準の fib Model Code^{2.14)}では、ブラケットおよびコーベルに特化した規定は設けられていないものの、平面保持の仮定が成り立たない不連続な部材は、ストラット・タイモデルにより設計してよいとされている。よって、曲げモーメントに対しては、トラス状の耐荷機構を考慮し、引張主鉄筋を引張弦材と見なし設計することとなる。ブラケットの接合面が打継目となる場合は、せん断力に対して、ACI 規準と同様にせん断伝達耐力 (shear at interface between concrete cast at different times) を照査することが要求される。fib Model Code における摩擦係数は、接合面の表面粗さが特に粗い場合は 1.0、粗い場合は 0.7、平滑な場合は 0.6、特に平滑な場合は 0.5 とされている。ここで、表面粗さの評価は、表面には付着を阻害する異物等がないことを前提とした上で、特に粗い場合とは凹凸の低い点と高い点の差が平均 6mm 以上、粗い場合とは同値が 3mm 以上とされている。また、平滑な場合とは表面処理を行わない、もしくは軽度の表面処理のことで、特に平滑な場合とは鋼製型枠を用いて打設されたコンクリート面のことである。したがって、ACI 規準と同等の摩擦係数が設定されていると言

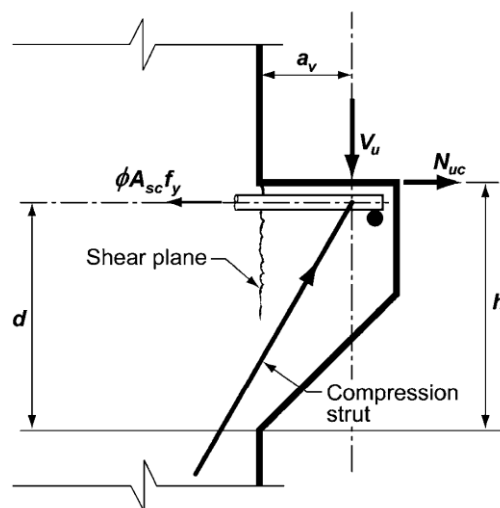


図 2-6 コーベルのせん断破壊面 (shear plane)^{2.13)}

える。なお、圧縮斜材であるコンクリートの圧壊に対しては、設計せん断伝達耐力の上限値をせん断圧縮破壊耐力とすることで、間接的に安全性を確保している。

以上の RC ブラケット構造の設計規準に共通する構造細目として、トラス状の耐荷機構の前提となる引張弦材の引張主鉄筋の定着に、十分配慮する必要性が明記されている。設計手法に若干の相違はあるものの、国内外いずれの規準においても、引張主鉄筋の配置を前提とした手法となっている。

2.3 コンクリート接合部の強度に関する研究

コンクリート構造物の建設には一般に打継目が設けられるが、構造上の弱点となり得ることから、接合部強度の評価に関して多くの研究がなされている。それらの研究では、接合部強度はコンクリートの配合、打継方法、表面処理方法や表面粗さ等の影響を受けることが明らかにされている。しかし、試験条件により得られる強度が異なり、また、同じ試験条件においても強度に大きなばらつきがあることが示されており、定量的に接合部強度を評価できる指標は確立されていないのが現状である。

例えば、林ら^{2.15)}は、コンクリートの配合および打継方向が付着強度におよぼす影響について検討し、曲げ付着強度には新コンクリートの強度が影響を与えることや、鉛直打継目の上側はブリーディングにより引張付着強度が低下することを示している。足立ら^{2.16)}は、表面処理にショットブラストを適用した場合の曲げ付着強度およびせん断付着強度について検討し、同じ表面処理方法であっても、処理の平均深さにより強度が異なることを明らかにしている。栗原^{2.17)}らは、フラクタル次元評価による表面粗さの定量化を試み、フラクタル次元の増加に伴い、曲げ付着強度が増加する傾向のあることを示した。しかし、曲げ付着強度のばらつきが大きく、表面粗さと曲げ付着強度の関係を定量化するには至っていない。また、栗原ら^{2.18)}は、接合部の付着特性評価に破壊エネルギーや引張軟化曲線等の破壊力学のパラメータを用いることにより、ひび割れの発生や進展に対する抵抗性が定量的に評

表 2-2 コンクリートの特性^{2.21)}

記号	線型温度 T ℃	スランブ SL cm	スランブ フロー値 mm	空気量 (圧力法) %	圧縮強度 f _c kgf/cm ²	引張強度 f _t kgf/cm ²	弾性係数 E _c ×10 ⁴ kgf/cm ²
C25	29.5	24.0	475×450	2.4	738	40.0	4.01
C35	28.0	17.5	325×310	2.4	592	33.2	4.22
C50	26.5	16.0	245×240	1.5	489	34.9	3.13
C65	22.0	20.5	400×430	0.6	292	31.0	2.51
備考	* f _c /3割線法による弾性係数						

表 2-3 補修後の曲げ接着強度^{2.21)}

樹脂の種類		R1		R2		R3		R4	
Ee kgf/cm ²		10		14000		21000		26000	
W/bk比 h mm	コンクリートの種類	f _b 平均値 kgf/cm ²	変動 係数 %	f _b 平均値 kgf/cm ²	変動 係数 %	f _b 平均値 kgf/cm ²	変動 係数 %	f _b 平均値 kgf/cm ²	変動 係数 %
0.5	C25	17.3	33.1	—	—	54.7	3.7	63.7	—
	C35	34.9	22.6	66.2	11.9	66.1	6.4	70.0	—
	C50	45.1	4.8	44.4	25.4	32.1	17.7	46.0	11.9
	C65	25.6	28.1	47.7	10.4	51.2	—	—	—
1.5	C25	17.3	13.8	60.5	20.4	73.9	14.9	79.6	8.0
	C35	22.4	17.6	73.7	22.2	73.7	10.6	72.0	9.8
	C50	33.1	3.3	63.3	8.6	73.0	13.4	66.9	10.8
	C65	—	—	—	—	38.1	—	44.6	7.8
3.0	C25	9.2	20.2	40.1	18.4	74.0	5.1	76.0	8.8
	C35	11.9	7.5	55.0	2.9	63.4	8.4	71.6	11.5
	C50	22.3	12.1	47.2	9.9	60.6	3.2	64.2	7.6
	C65	15.0	—	34.3	—	55.4	—	56.6	12.7

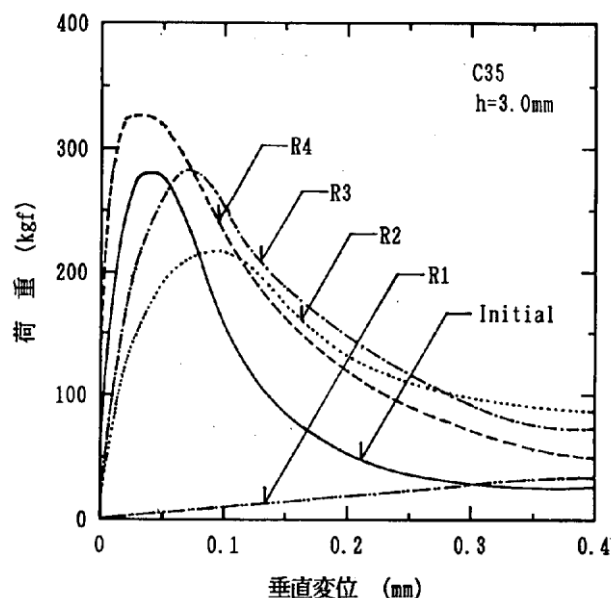


図 2-7 補修後の荷重—鉛直変位関係^{2.21)}

価できることを示している．香取^{2.19)}らは，表面粗さの評価に十点平均粗さ，自乗平均粗さ，中心線平均粗さ，および負荷値の考えを取り入れ，表面粗さと接合部のせん断付着強度の関連について検討した結果，定性的には表面粗さの評価値が大きいほど，せん断付着強度が大きくなることを示したものの，定量的評価のためにはさらなる研究が必要と言及している．

接合部の強度を向上させる手法として，接着剤の適用が考えられる．コンクリート用の接着剤としては，硬化コンクリートにプレキャストコンクリートブロックを接着する場合，フレッシュコンクリートを打ち継ぐ場合ともに，エポキシ樹脂が多く用いられている．接着剤をコンクリートに適用した時の接着強度は，一般に引張接着強度で評価されることが多い^{2.20)}．しかし，本研究において接着剤をブラケット構造の接合面へ適用する際は，接合面に一様な引張応力が作用しないこと，およびせん断力にはせん断キーによる抵抗を想定していることから，既設コンクリートの表面処理による凹凸の影響を含んだ曲げ接着強度が重要と考えられるが，この点に着目した既往の研究はほとんどない．類似の研究としては，ひび割れ補修材の評価に関する研究が挙げられる．

橘高ら^{2.21)}は，寸法 $100 \times 100 \times 450$ mm の中央部に 50 mm の高さの切欠きを設けたはりの曲げ試験により，ひび割れ補修後の強度特性を明らかにするための研究を実施している．まず，ひび割れの無い切欠きをはりを曲げ試験により破断し，その後，引張弾性係数の異なるエポキシ樹脂により補修し，再度，曲げ試験を実施している．表 2-2 にコンクリートの特性を，表 2-3 に補修後の曲げ接着強度を，図 2-7 に水セメント比 35%，ひび割れ幅 3mm とした試験体の補修後の荷重－鉛直変位関係の測定例を示す．ここで，コンクリートの記号は水セメント比を，Ee はエポキシ樹脂の引張弾性係数を，h はひび割れ幅を，fb は曲げ接着強度を示している．エポキシ樹脂の引張弾性係数が大きいほど曲げ接着強度が高くなり，エポキシ樹脂 R4 では補修前（図 2-7 の Initial）よりも強度が高くなっている．一方，エポキシ樹脂の引張弾性係数が低くなるに連れじん性は高くなり，荷重－変位曲線に囲まれた面積，すなわち破壊エネルギーが大きくなることが明らかにされた．また，破壊状況について，エポキシ樹脂の引張弾性係数が高い場合はコンクリート破断となり，引張弾性係数が低い場合はエポキシ樹脂とコンクリートの界面が破壊する傾向があることを示している．

国枝ら^{2.22)}は，ひび割れ注入材の接着性状に影響があると考えられる要因のうち，注入面の性状（ひび割れ面，平滑面）の違い，試験体寸法の違い，注入面に付着した脆弱層の有無の 3 つに着目し，試験および解析により検討している．試験は橘高

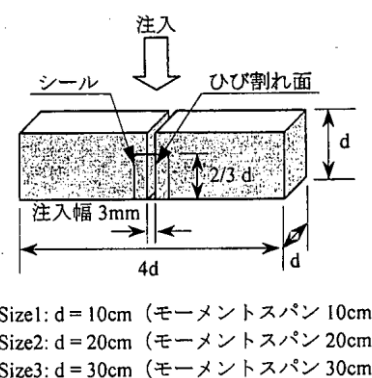


図 2-8 試験体の寸法^{2.22)}

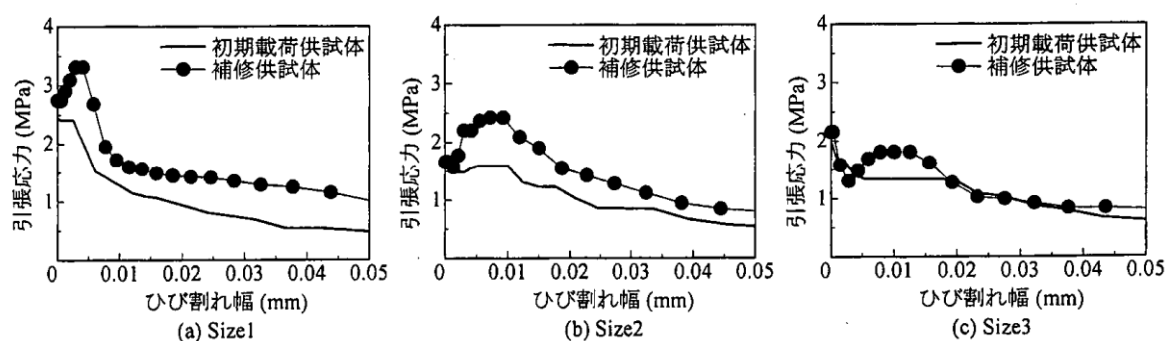


図 2-9 引張軟化曲線^{2.22)}

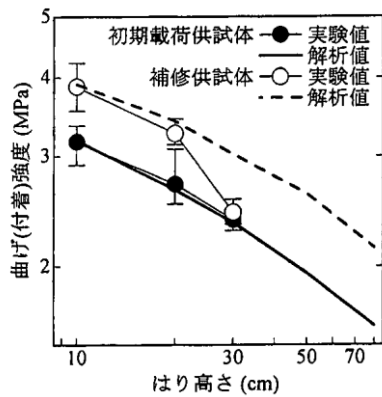


図 2-10 寸法効果^{2.22)}

表 2-4 露出前後の曲げ接着強度^{2.24)}

露出条件	コンクリートの曲げ強さ	接着試験体の露出前の曲げ強度 (σ_1)	接着試験体の露出後の曲げ強度 (σ_2)	$\sigma_2/\sigma_1 \times 100$
-10°C		40.1 kg/cm ²	41.9	104
0°C		43.0	46.9	109
+20°C		44.4	48.6	110
(水中)				
+70°C	52.7	40.1	7.5	19
(乾燥炉)				
+100°C		44.4	40.1	91
(沸騰水中)				

らと同様な切欠きはりを用いた曲げ試験により実施している。解析では、コンクリート、注入材、ならびに界面を含めた注入部分に生じるひび割れを、一本の仮想ひび割れとしてモデル化し、曲げ試験と同様な荷重－変位関係が得られる引張軟化曲線を逆解析^{2.23)}により推定している。ひび割れ注入材には圧縮弾性係数 2.5GPa のエポキシ樹脂が使用されている。寸法の異なるひび割れのない切欠きはり(図 2-8)の曲げ試験結果と、その後、エポキシ樹脂により補修した曲げ試験結果から解析により求めた引張軟化曲線を図 2-9 に示す。この結果より、補修試験体は補修前よりも強度、じん性が高くなる傾向があるものの、試験体の寸法が大きくなるとその効果が小さくなることが示されている。この理由として、エポキシ樹脂と良好に付着した粗骨材の影響によりひび割れ経路が長くなり、結果として強度が高くなるが、試験体寸法が大きくなるにつれ、その影響が小さくなりひび割れ性状が補修前に近くなると考察している。図 2-10 に曲げ(接着)強度と試験体高さの関係を示す。ここで、解析値は、Size1 で得られた図 2-9 に示す引張軟化曲線を使用して、有限要素法により求めた解析値である。この結果より、補修前試験体については、引張軟化曲線を使用した解析により、寸法効果を表現できていることがわかる。補修後試験体については、解析値よりも実験値の方が寸法効果の影響が大きく、寸法が大きくなるにつれ、補修前試験体の試験結果に漸近していく。この理由として、前述のひび割れ性状の違いが挙げられている。

以上の研究より、接着剤としてエポキシ樹脂を適用した接合部の短期荷重に対する強度は、適切な施工をおこなえば、打継ぎのないコンクリートと同等以上になることが推察できる。しかし、持続荷重が作用するブラケット構造の接合部に接着剤強度を期待するためには、接合部のクリープ破壊に対する安全性や環境作用に対する抵抗性等の長期耐久性が懸念される。金属や木材等のエポキシ樹脂による接合部や、エポキシ樹脂そのものの長期耐久性については多くの研究がなされているものの、コンクリート接合部に適用したエポキシ樹脂の長期耐久性に関する研究は少ない。コンクリート構造物の設計に接着剤強度のみを期待する事例がないことや、エポキシ樹脂の大部分がコンクリートに覆われるため、紫外線や雨水に直接暴露されないことが理由と考えられる。

その中で丸安^{2.24)}らは、硬化したコンクリート相互をエポキシ樹脂で接着した 100×100×400mm のはりを用いて、温度および湿度が強度に与える影響を検討している。試験条件および曲げ試験結果を表 2-4 に示す。ここで、試験体は接着後、大気中で 7 日間養生した後、5 時間所定の条件に露出し、その後常温に戻し、24 時間後に再度所定の条件に露出するという方法を 7 サイクル繰り返している。その結果、70°C の乾燥炉に露出した以外は、強度の低下はほとんどなかったと報告されている。

Tu^{2.25)}らは、表 2-5 に示した 2 種類のコンクリート接着用エポキシ樹脂を使用し、エポキシ樹脂そ

表 2-5 使用したエポキシ樹脂の特性 ^{2.25)}

Properties	Epoxy A	Epoxy B	Concrete
Tensile strength, MPa	34.1	21.3	4.0
Elongation at break, percent	4.82	4.69	0.15
Compressive strength, MPa	77.3	69.8	40
Young's modulus, GPa	3.2	4.2	30
Shear strength, MPa	> 40	40	5
Shear modulus, GPa	1.2	1.5	10
Poisson's ratio	0.39	0.37	0.18

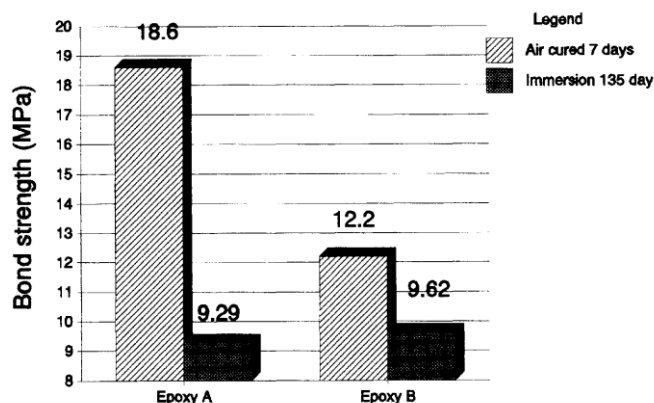


図 2-11 浸せき前後の引張付着強度 ^{2.25)}

もののクリープ特性やコンクリート接合面に適用した際の吸水による強度低下に関する検討を実施している。短期引張強度の 70% および 45% の応力を 90 日にわたり 20℃ 環境下で載荷した結果、エポキシ樹脂はクリープ破断せず、弾性係数の高い Epoxy B のクリープ変形が小さく、荷重除荷後の残留変位も小さかったことが示されている。また、硬化したコンクリート相互をエポキシ樹脂にて接着し、その後 135 日間、20℃ の水に浸せきした試験体の引張接着強度は、図 2-11 に示すとおり、吸水の影響により Epoxy A で 50%、Epoxy B で 21% 低下したことが示されている。

金属の接着接合物のクリープに関しては、疲労試験の結果として導入された疲労限の考え方と同様に、それ以下の荷重では長期的に安定であるとする耐久限界 (Endurance Limit, 以下 EL) という考え方がある ^{2.26)}。EL の概念を図 2-12 に、被着体を金属とした時の EL 算出事例を表 2-6 に示す。エポキシ樹脂を接着剤とした場合の初期引張せん断接着強度 (LSS) に対する EL の比率は 0.4 程度であり、コンクリート接合部にエポキシ樹脂を適用した場合の EL も同等である可能性がある。また、金属の接着接合物に関して、エポキシ樹脂の吸水による強度低下の事例を図 2-13 に、吸水分率と強度低下の事例を図 2-14 に示す。図 2-13 より、温度 20℃、相対湿度 55% の環境下では、強度低下は見られないが、水に浸せきした場合、強度低下が生じ、温度が高くなるほどその影響が大きいことがわかる。また、図 2-14 より、エポキシ樹脂が十分吸水し、平衡吸水率に近づくとそれ以上の強度低下は起こらないことが示されている。

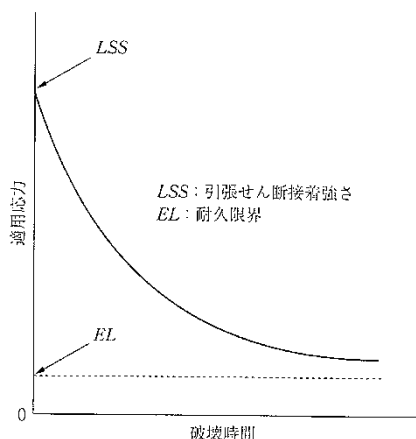


図 2-12 EL の概念図 ^{2.26)}

表 2-6 EL の算出事例 ^{2.26)}

接 着 剤	LSS (kgf/cm ²)	EL (kgf/cm ²)	EL/LSS
エポキシ (アミン硬化)	148	53	0.36
エポキシ-ノボラック	359	155	0.43
ナイロン-エポキシ	443	197	0.44
ニトリル-フェノリック	295	120	0.41
ポリウレタン	232	77	0.33

S. R. Harrshorn Ed., "Structural Adhesives" Plenum Press (1986) p.394 より作成

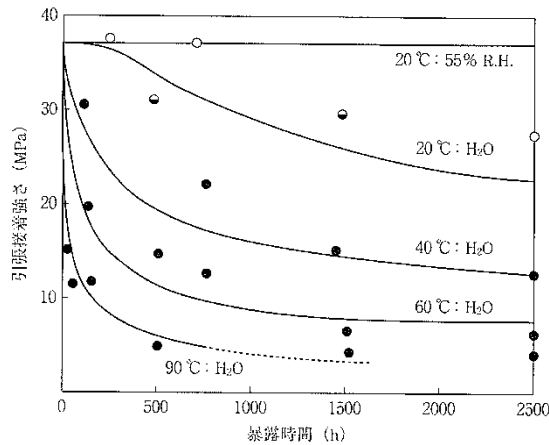


図 2-13 吸水による強度低下 2.26)

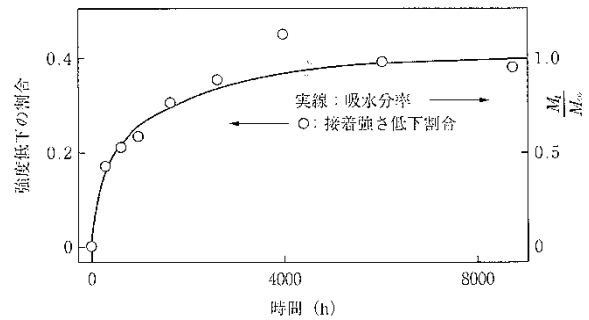


図 2-14 吸水分率と強度低下 2.26)

2.4 炭素繊維補強に関する研究

炭素繊維（以下，CFRP）は軽量かつ非腐食性の材料であることから，近年，コンクリート構造物の補強に多く用いられている材料の一つである^{2.27)}．現在，CFRP は以下の 2 種類が多く用いられている．一つは工場で連続繊維を 1 方向または 2 方向に配列してシート状に成形したものを，施工現場で含浸接着樹脂によって繊維素線を結合して一体化するとともにコンクリート表面に接着する方法（以下，CFRP シート）である．もう一つは工場で連続繊維を引張強度の発揮に影響を与えない程度に撚り，含浸接着樹脂により棒状とした炭素繊維をシート状に配列したものを，施工現場で粘性の高いパテ状のエポキシ樹脂によってコンクリート表面に接着する方法（以下，CFRP スtrand）である．CFRP スtrand は，工場で連続繊維を含浸接着加工し，施工現場での接着にパテ状のエポキシ樹脂を使用することにより，施工現場での炭素繊維の含浸接着やコンクリート表面の不陸調整等の作業を軽減することを目的に開発されたものである．CFRP は接着工法や巻立て工法によりコンクリート構造物の耐荷力や耐久性を向上するために使用されている．したがって，CFRP そのものの強度，コンクリートとの接着強度，端部定着方法および耐久性等の要素的なものから，構造物に適用した際の補強効果に関する検討まで，多岐にわたる既往の研究がある．本研究に関連する項目として，CFRP の接着強度，端部定着方法ならびに耐久性に着目して以下に述べる．なお，コンクリートと CFRP 間の接着強度は，一

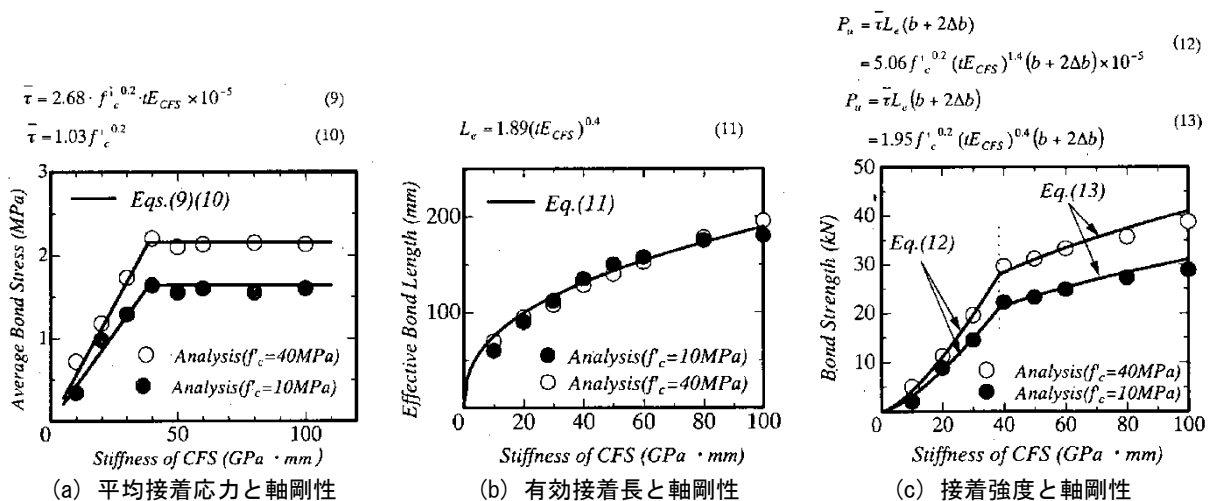


図 2-15 解析結果と提案式の関係 2.28)

般に付着強度と呼ばれることが多いが、本章では、コンクリートの付着強度と区別するため、エポキシ樹脂に関連する強度は接着強度と呼ぶこととする。

CFRP 補強構造の破壊形態の一つとして、コンクリートと CFRP の接着破壊をともなう剥離破壊が挙げられる。この剥離破壊を許容した設計手法を確立すること、または、破壊メカニズムを明らかにすることを目的として、コンクリートと CFRP 間のせん断応力-変位関係に着目した研究が多く実施されている。例えば、佐藤ら^{2.28)}は、異なる弾性係数の CFRP シートの接着長、積層数、および接着幅に着目した試験結果よりせん断接着応力-相対変位-ひずみ関係を構築し、その関係に基づく数値解析より、CFRP シートの接着強度式を提案している。図 2-15 に解析結果と提案式を示す。平均せん断接着応力は、CFRP シートの軸剛性（図 2-15 の Stiffness）が 40 GPa-mm まで直線的に増加し、それ以降一定になること、および有効接着長は CFRP シートの軸剛性の 0.4 乗に比例することを報告している。これらの結果より、接着強度算出式を提案している。上原子ら^{2.29)}は、CFRP シートおよびアラミド繊維シートを用いて、コンクリート強度、シート幅、シート長や、含浸エポキシ樹脂の弾性係数を要因とした、せん断接着応力-相対変位のモデル化に関する検討を実施し、せん断接着応力-相対変位モデルに、含浸エポキシ樹脂の弾性係数が影響する可能性を示唆している。出雲^{2.30)}らは、CFRP 層、エポキシ樹脂層およびコンクリートを各々モデル化した有限要素法による非線形解析により、載荷試験と同じ接着破壊の進展が再現できることを報告している。吉澤ら^{2.31)}は、有効接着長が、CFRP の軸剛性および剥離破壊エネルギーの影響を受けることを、試験および解析により定量的に示している。また、三井ら^{2.32)}や岳尾^{2.33)}らは、CFRP シートを接着する際のコンクリート表面処理方法が接着強度に与える影響に関して検討し、表面処理方法によりせん断接着強度が異なることを明らかにしている。以上、一例ではあるものの、コンクリートと CFRP 間の剥離に関する研究は多くあり、それらはせん断接着強度に着目して評価している。

本研究で取り上げるブラケット構造の既設桁との接合部や、コンクリート橋脚のフーチング接合部、建築構造物の柱とはりの接合部等における補強の場合、接合部で断面が急変するため有効接着長を確保できず、CFRP の端部を何らかの方法で定着する必要がある。この定着方法には大別して、機械的に定着する方法と炭素繊維をアンカー状に形成する方法（以下、CF アンカー）の 2 つがある。機械的に定着する方法として、鋼板^{2.34)}、鋼製アングル^{2.35), 2.36)}または特殊金物^{2.37), 2.38), 2.39)}をアンカーボルトで固定する方法が研究されており、一例を図 2-16 に示す。これらの機械的定着方法の共通事項として、CFRP の端部を鋼材に接着し、その鋼材を既設コンクリートに取り付けたあと施工アンカーにて固定することが挙げられ、その定着強度は使用する鋼材の剛性およびあと施工アンカーの強度の影響を受けることが報告されている。CF アンカーは、図 2-17 に示すとおり、扇部と埋込み部から構成され、扇部は CFRP に接着し、埋込み部をコンクリートに削孔定着する^{2.40)}。すなわち、扇部は CFRP との継手

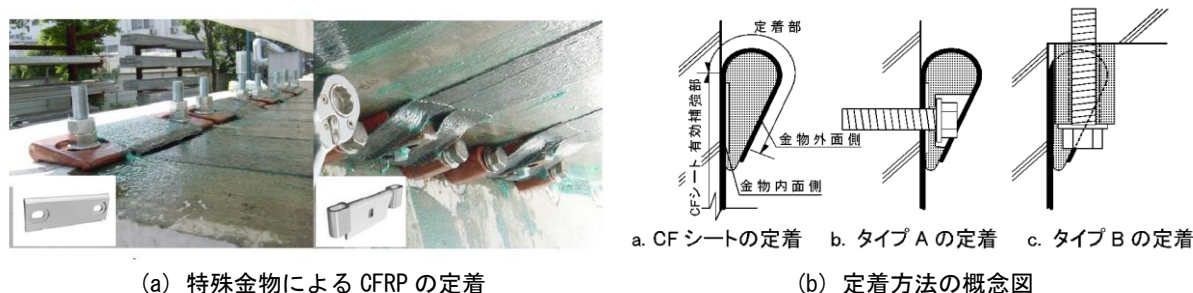


図 2-16 機械式定着の一例^{2.38)}

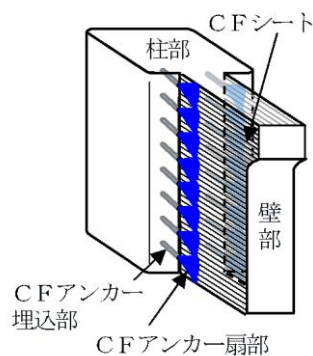
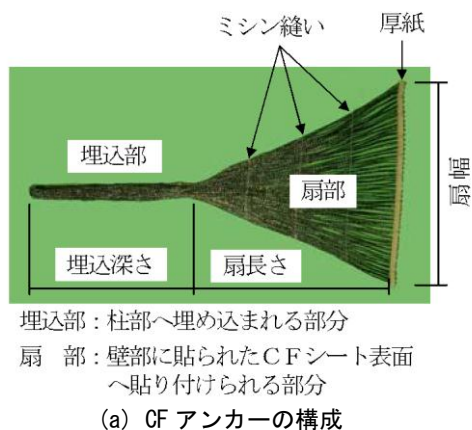


図 2-17 CF アンカー^{2.40)}

となり、埋込み部はあと施工アンカーと同様な構造となる。埋込み部の引抜き試験の結果、CF アンカーは、エポキシ樹脂と CF アンカー界面の付着破壊（拔出し）あるいは CF アンカーの破断のいずれかのモードで破壊したことが報告されている。この試験では埋込み長を CF アンカー径の 10 倍以上に設定しており、あと施工アンカーの埋込み長が短い時の破壊モードの一つであるコーン破壊は生じていない。なお、CF アンカーは、前述のコンクリートと CFRP の剥離破壊強度を改善する手法として効果があることも確認されている^{2.41), 2.42)}。以上より、CFRP の端部定着には多くの手法が提案されていることがわかるが、本研究で提案するコンクリートに溝を形成し、直接シート状の CFRP を埋込み定着する事例は確認できない。

CFRP の耐久性には、紫外線、雨水、温度変化等の環境作用に対する耐久性および荷重作用に対する耐久性を考慮する必要がある。ここで、荷重作用に対する耐久性とは、繰返し荷重による疲労および持続荷重によるクリープに対する耐久性である。CFRP は高温焼成、炭素化された無機繊維で、一般に物理的、化学的に安定な材料である。一方、CFRP の含浸接着剤として多く用いられるエポキシ樹脂は、紫外線劣化に対する抵抗性が低く、また、前節で述べたとおり、水の影響による強度低下が確認された事例がある。このような背景のもと、CFRP の耐久性に関する研究が行われている。

CFRP の引張強度に関する耐久性に関して、3 年間の自然暴露試験、5 年間の海洋環境暴露試験および 2,000 時間、10,000 時間の促進暴露試験を実施し、いずれの試験においても引張強度の低下は確認されなかった事例がある^{2.43)}。引張強度の低下がなかった理由は、CFRP が紫外線を遮断することによって、CFRP の内部にあるエポキシ樹脂が紫外線から保護されていたためとされている。また、耐水性に

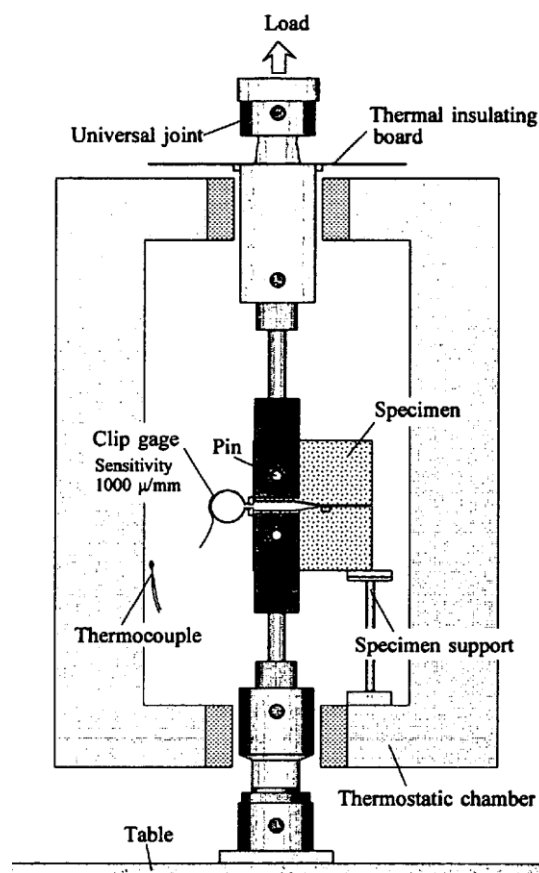


図 2-18 剥離接着試験装置^{2.44)}

関して、CFRP を 70℃の温水に 30 日間浸せきさせた結果、吸水率は 3 日程度で 1.5%の平衡状態に達し、30 日浸せき後の CFRP の引張強度低下はなかったとされている。

コンクリートと CFRP との接着強度の温度依存性に関して、福澤ら^{2.44)}は、図 2-18 に示す試験装置により、-15～60℃の範囲で温度を変化させた剥離接着強度に関する試験を実施している。その結果、コンクリートと CFRP 間の最大接着強度は、試験時温度が 20℃の場合にもっとも大きく、高温環境および低温環境になるにつれ減少し、特に、高温環境における低下が大きく、40℃で 20℃の値の 50%、60℃では 20%以下にまで低下したことを報告している（図 2-19）。三井ら^{2.45)}は、2 種類のエポキシ樹脂を用い、-15～60℃の範囲で温度を変化させた引張接着強度に関する試験を実施している。その結果、図 2-20 に示すとおり、引張接着強度は試験温度の影響を受け、エポキシ樹脂のガラス転移温度（以下、 T_g ）が強度特性に影響を与えることを示している。なお、この T_g は、エポキシ樹脂等の高分子材料がガラス領域からゴム領域に移る領域の温度^{2.46)}で、弾性率等の機械的性質が変化する点の指標として多く用いられている。また、 T_g はエポキシ樹脂の反応度と関連があるとされ、エポキシ樹脂の反応度を示す図（Time-Temperature-Transformation Cure Diagram, 図 2-21）の指標としても用いられている^{2.47)}。図 2-21 は、縦軸を養生温度、横軸を対数時間とし、一定の養生温度でエポキシ樹脂を硬化させたときの状態変化の違いをもとに作成された図である。本図の $T_{g\infty}$ はエポキシ樹脂の反応が完了した時のガラス転移温度、 T_{g0} は主剤と硬化剤を練り混ぜた直後のガラス転移温度、斜線部がガラス化状態を示している。S 字の曲線がガラス化するまでの時間を示しており、養生温度が高いほど、ガラス化する時間が短くなることが示されている。また、ガラス化した時点でのエポキシ樹脂の T_g と養生温度は等しいと説明

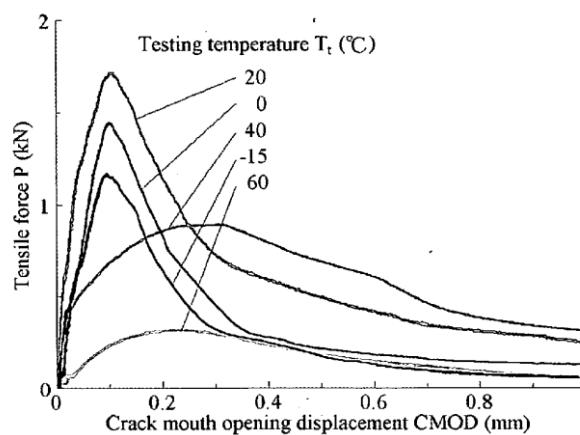


図 2-19 剥離接着試験結果^{2.44)}

樹脂の物性	普通	耐熱
混合比（主：硬化）	2：1	3：1
混合粘度 [mPa s]	20000	8000
ガラス転移温度 T_g [°C]	25	50

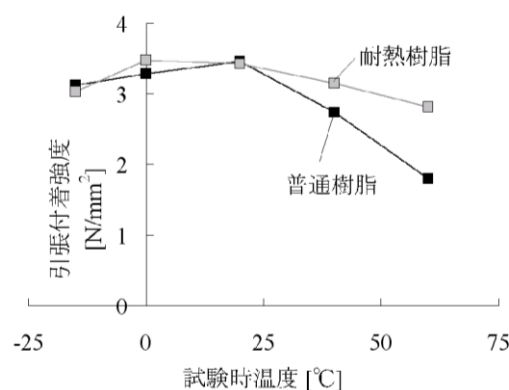


図 2-20 引張接着試験結果^{2.45)}

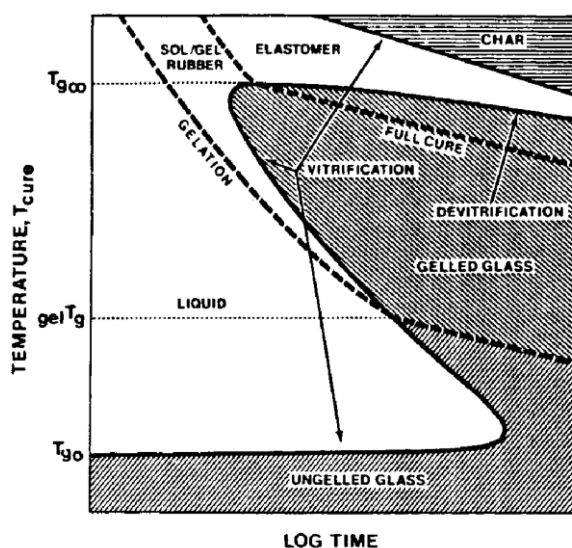


図 2-21 Time-Temperature-Transformation Cure Diagram^{2.47)}

されている。

CFRP の疲労に関して、森脇ら^{2.48)}は、接着長および積層数を要因としたせん断接着疲労強度の検討を実施している。疲労試験の最大荷重（上限荷重比）は静的試験による最大荷重の 50～70%とし、最大荷重繰返し数は 200 万回とした試験結果を図 2-22 に示す。ここで、図中の A はコンクリートの表層が破壊したもの、B はエポキシ樹脂とコンクリートの界面で破壊したものである。上限荷重比が小さいほど、また、積層数が多いほど疲労寿命が長くなることが示されている。

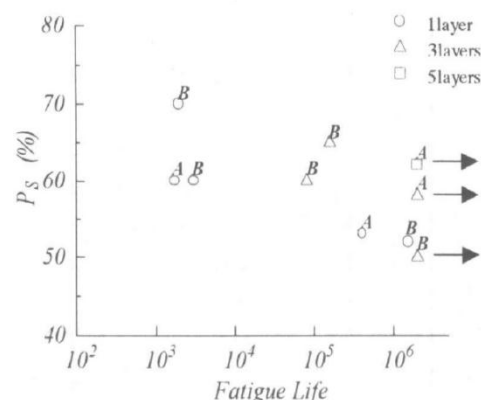


図 2-22 上限荷重比－疲労寿命関係^{2.48)}

持続荷重によるクリープに対しては、CFRP はすでに持続荷重が作用しているコンクリート構造物の補強に適用されることが多く、持続荷重の作用が問題となる構造が少ないため、既往の研究はほとんどないのが現状である。その中で、小野ら^{2.49)}は、限られた試験ではあるものの、静的せん断接着強度の 80%を持続荷重によるクリープ試験を実施した結果、破壊は生じなかったことを報告している。Ferrier^{2.50)}らは、表 2-7 に示す Tg が 46～80℃の 4 種類のエポキシ樹脂を使用し、コンクリートと CFRP 間のせん断クリープ変形に関する検討を実施している。試験温度を 20, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60℃の 7 ケースに設定し、3 時間 (10,000 秒) 程度の短期クリープ試験を実施した結果、せん断クリープは試験温度および Tg の影響を受けることを明らかにしている。また、温度が高くなると時間スケールが短くなる関連性より、温度と時間を重ね合わせることができるとした WLF 式^{2.46)}を適用し、短時間のクリープ試験結果から長期クリープ挙動を推定することを試みている (図 2-23)。

表 2-7 使用材料^{2.50)}

Material	A	B	C	D
Fibers				
Young modulus (GPa)	235	235	235	235
Ultimate strength (MPa)	3250	3500	3500	4500
Composite				
Young modulus (GPa)	62.5	50.0	53.7	160
Ultimate strength (MPa)	500	590	430	3200
Elongation (%)	0.8	1.1	0.8	2
Adhesive				
Young modulus (MPa)	3200	3200	3200	12000
Thickness (mm)	0.4	0.4	0.4	1
Glass transition temperature (°C)	46	55	80	55

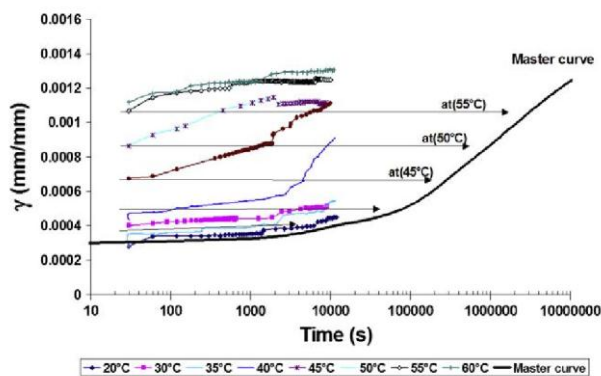


図 2-23 長期クリープ挙動の推定^{2.50)}

2.5 接着系あと施工アンカーに関する研究

CFRP の定着方法として、コンクリートに溝を形成し、直接 CFRP を埋込み定着する事例は確認できないが、本定着方法は、コンクリート構造物の補強に多く用いられている接着系あと施工アンカーと類似な挙動を示すことが想定される。接着系あと施工アンカーとは、アンカーとして鉄筋または全ネジボルト等、表面に凹凸があり良好な付着が期待できる鋼棒を使用し、既設コンクリートに削孔した空間に接着剤を充填し、鋼棒とコンクリートとを一体化するものである。接着剤を充填する方式は、カプセル方式と注入方式の二つに分類され、接着剤はエポキシ樹脂等の有機系、セメント系に分類さ

れるが、ここでは、有機系の接着剤を用いたあと施工アンカー（以下、あと施工アンカー）に関する研究について述べる。

あと施工アンカーの短期強度に関する研究は、国内外で多く実施され、それらの研究に基づく設計手法が確立されている。例えば、松崎ら^{2.51)}は、削孔深さが異なるあと施工アンカーの引抜き試験を実施し、削孔深さが短い場合はコーン破壊が支配的となり、削孔深さが長い場合は接着破壊が支配的となることを明らかにしている。ここで、コーン破壊強度は、コンクリート打設前に配置する先付けアンカーと同様、破壊角度を 45 度とした水平投影面積と相関があり、また、接着破壊強度は、コーン破壊部を除いた接着破壊長さに比例することを示している。Eligehausen ら^{2.52)}は、あと施工アンカーは、先付けアンカーと同様な手法で設計可能だが、基本的にはコーン破壊ではなく、接着剤とコンクリートの接着破壊によりアンカー強度が決定されることを示している。その他、多くの研究成果を踏まえ、各種合成構造設計指針・同解説の第 4 編各種アンカーボルト設計指針^{2.53)}（以下、建築学会規準）や、ACI 規準^{2.13)}の APPENDIX D—ANCHORING TO CONCRETE 等が定められている。

一方、あと施工アンカーの長期強度に関しては、限られた知見しか得られていないのが現状である。建築学会規準では、「経年によるアンカーボルト耐力の低下については、その調査検討に長期間を要するため、関連資料は特に十分でない」と述べられている。同規準では、長期荷重に対する強度低減係数は 1/3 と規定されているが、この低減係数に明確な根拠はないことがうかがえる。しかし、近年、あと施工アンカーに起因するトンネル天井板の落下事故が、日本では 2012 年 12 月に中央自動車道笹子トンネル（1977 年施工）^{2.54)}で、米国では 2006 年 7 月に Interstate 90 Connector Tunnel（1993 年施工、以下、米国トンネル）^{2.55)}で生じ、あと施工アンカーの長期強度の重要性が改めて認識された。笹子トンネルの事故原因は明確とされていないが、要因として、不確実なあと施工アンカーの施工、設計で想定していなかった風荷重の繰返し作用、加水分解や疲労等の接着強度への影響、施工時の品質管理規定の未整備等が挙げられている。ここで、接着剤には不飽和ポリエステル系の樹脂の使用が推定されること、および事故後の引抜き試験結果より、加水分解による強度低下が認められるものの、その程度は大きくなかったと報告されていることを注記する。米国トンネル事故では、上向き施工によるあと施工アンカーのエポキシ樹脂充填不足が一部確認されたものの、図 2-24 に示す事故後の検証クリープ試験^{2.56)}により、主要因はエポキシ樹脂のクリープ破壊とされている。ここで、米国トンネルに使用されたエポキシ樹脂は図 2-24 における Epoxy A であり、Epoxy A と Epoxy B は同じ材料メーカーのエポキシ樹脂で、Epoxy A は養生期間を短くする配合（冬用）である。Epoxy A を用いたあと施工アンカーは、この試験において、2 つの試験体の平均で 69 日後に破壊したと報告されている。

米国トンネル事故後、時間が経過しており、また、その原因がクリープとされたことから、海外ではあと施工アンカーのクリープに関する研究が多く実施されている。米国ではそれらの研究に基づき、クリープ試験方法が規定されるに至っている。AASHTO^{2.57)}は、

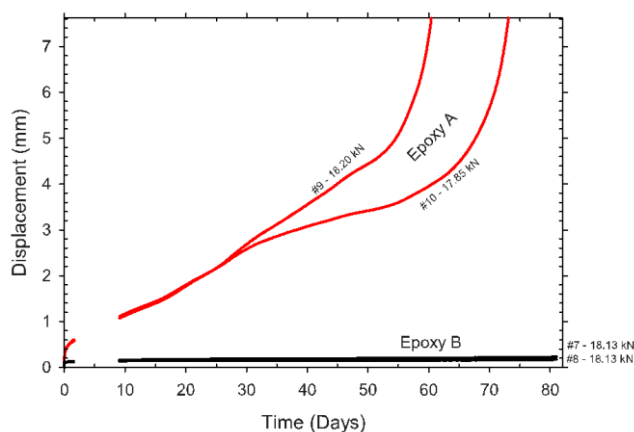


図 2-24 クリープ試験結果^{2.56)}

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD の提言^{2.58)}を受け、あと施工アンカーのクリープに特化した標準試験方法（Standard Method of Test for Evaluation of Adhesive Anchors in Concrete Under Sustained Loading Conditions）を規定している（以下、AASHTO 法）。AASHTO 法は、荷重レベルを短期強度の 70-80%，および 60-70% の 2 つに設定し、温度 40℃，相対湿度 40% 以下の恒温恒湿環境下でクリープ破壊まで試験を継続するものである。図 2-25 に示すとおり、2 つの荷重レベルの破壊までの時間、および短期強度の 3 点を最小二乗法により線形補間することにより、作用応力レベルによるクリープ破壊時間を推定することができる。本手法は、設計での耐用年数が定まれば、あと施工アンカーのクリープに起因する長期強度を求めることができ、構造物の設計に有益であると言える。

ACI^{2.59)} は、あと施工アンカーの標準試験方法の一部にクリープ試験を規定している（以下、ACI 法）。ACI 法は、荷重レベルを短期強度の 55% に固定し、20℃ および 40℃ の 2 つの温度でクリープ試験を実施するものである。最低 1000 時間以上の試験を実施し、試験結果を用いて Findley のべき乗則 ($\Delta(t) = \Delta_0 + a(t)^b$ ，ここで、 $\Delta(t)$ = t 時間後の変位、 Δ_0 = 初期変位、t = 時間、a, b = 試験結果から定まる定数) により長期変位を推定する。その長期変位が、静的载荷の破壊時の変位以下であること、および、試験後の残存静的強度が短期強度の 90% 以上であることが要求される。ACI 法による試験に合格したあ

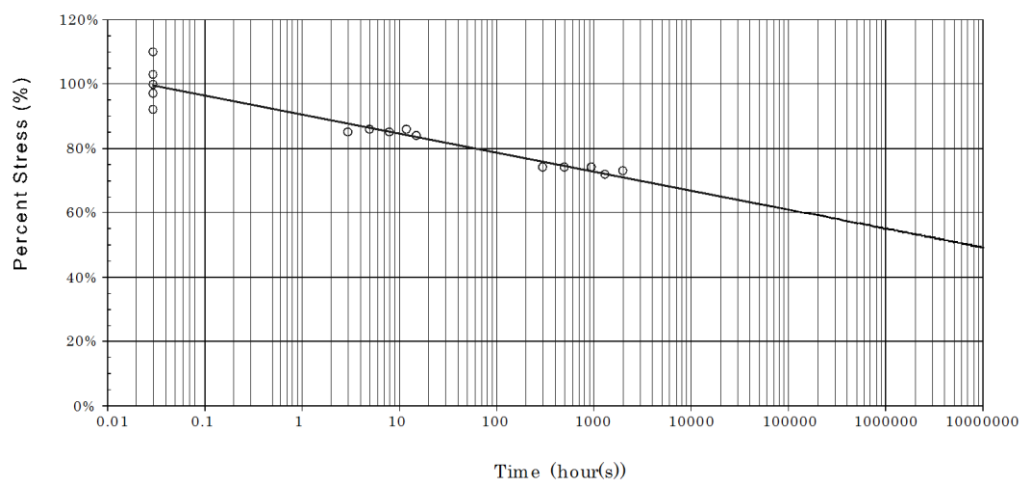


図 2-25 応力とクリープ破壊時間^{2.57)}

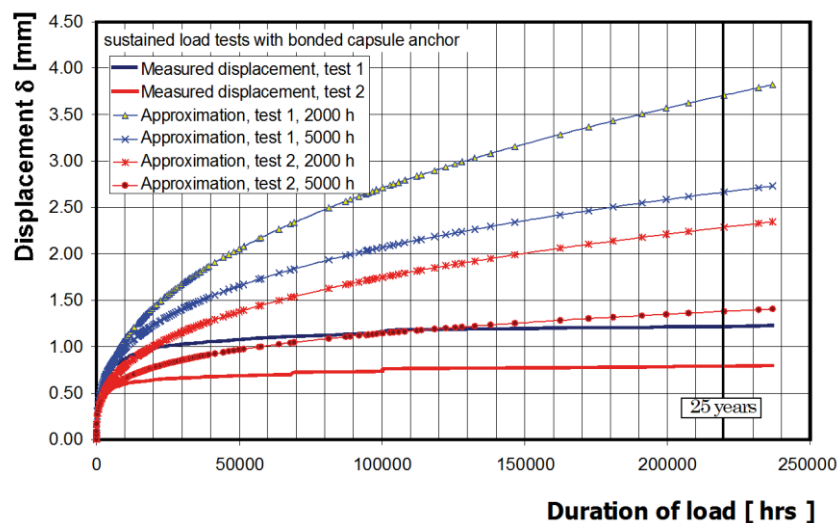


図 2-26 Findley のべき乗則に基づく推定値と試験結果の比較^{2.60)}

と施工アンカーは ACI 規準^{2.13)} の設計に適用することができる。なお、ACI 規準では、長期強度を短期強度の 55%と規定することで、ACI 法との整合を図っている。また、Eligehausen ら^{2.60)} は、図 2-26 に示すとおり、Findley のべき乗則に基づき長期変位を推定すると、一般には安全側の結果となり、また、推定に用いる試験時間が長くなるほど、長期変位の精度が向上することを示している。

一方、わが国では、松崎ら^{2.61)} が、ポリエステル系樹脂アンカーの常温、および高温（65℃）のクリープ試験結果を報告している。また、エポキシ樹脂を用いたあと施工アンカーに、短期強度の 1/3 の荷重を載荷したクリープ試験の報告^{2.62)} があるものの、建築学会規準に述べられているとおり検討事例、データは少なく、また、試験法も確立されておらず、今後のさらなる研究が待たれるところである。

2.6 既往の研究を踏まえた本研究の課題

既往の研究より、提案するブラケット構造を実現するための以下の課題が確認された。

- (1) ブラケット構造に関する研究および設計規準より、ブラケット構造は、鉄筋、PC 鋼材等の引張主鋼材の配置が前提となっていること、および引張補強鋼材を配置しない構造の事例はないことがわかった。したがって、引張補強鋼材を配置しないブラケット構造の破壊メカニズムおよび CFRP による補強効果を明確にする必要がある。
- (2) コンクリート接合部の強度に関する研究より、コンクリートの打継目の強度は表面処理方法の影響を受けることが明らかとなっているが、その影響を定量的に評価するに至っていない。打継目の強度は、施工方向の影響を受けることが報告されている。接着剤を適用した接合部は、接着剤を適用しない接合部と比較して強度改善効果が期待できるが、その程度や寸法効果が明らかにされていない。また、長期耐久性に関する検討事例は少ないため、接合部の基礎的な強度を把握するとともに、寸法効果や施工方向の影響、および長期耐久性を把握する必要がある。
- (3) CFRP 補強に関する研究より、一般的な CFRP 接着補強の破壊メカニズムや長期耐久性に対し、各種検討がなされていることがわかった。また、接着剤にエポキシ樹脂を使用する場合、温度の影響を受けることが明らかにされている。しかし、提案するブラケット構造のように、既設コンクリートに CFRP を埋込み定着した事例はなく、埋込み定着部の破壊メカニズムを明らかにしなければならない。
- (4) CFRP 埋込み定着と類似構造のあと施工アンカーに関する研究より、短期強度に対しては多くの研究がなされているものの、長期耐久性に対する検討は少ないことがわかった。特に、米国ではクリープにより接着破壊する事例が報告されており、使用するエポキシ樹脂の配合により安全性は異なることが報告されている。よって、CFRP に埋込み定着を適用した場合、前述の短期強度に関する検討に加え、使用するエポキシ樹脂のクリープの影響を把握することが重要である。

上記の課題に対し、本研究では以下の内容を検討することとした。

- (1) 接着剤を適用しないブラケット構造に関する予備載荷試験を実施し、実構造物に適用する表面処理方法での強度および破壊メカニズムを確認する。予備載荷試験では、CFRP 埋込み定着補強ケースも設定し、CFRP によるブラケット構造の補強効果を併せて把握する（第 3 章）。
- (2) 接着剤を適用したコンクリート接合部の強度に関する要素試験を実施し、その基礎的な短期強度および破壊性状を明らかにする（第 4 章）。長期耐久性に関して、提案するブラケット構造は、道路

橋の雨水や紫外線に直接暴露されない位置への設置を想定していること、および外ケーブルによる持続荷重が作用することから、クリープ破壊に対する抵抗性の確認を最優先課題とする。エポキシ樹脂は温度の影響を受けることを考慮し、要素試験により温度の影響を含めたクリープに対する抵抗性を把握する（第7章）。

- (3) CFRP 埋込み定着部に関する要素試験を実施し、その基礎的な短期強度および破壊性状を明らかにする（第5章）。また、コンクリート接合部と同様の理由で、温度の影響を含めたクリープに対する抵抗性を把握する（第7章）。
- (4) 接着剤および CFRP により補強したブラケット構造に関する載荷試験を実施し、上記の予備載荷試験および要素試験から想定される強度および破壊メカニズムとなることを確認する。寸法効果や施工方向の影響を確認できる載荷試験ケースを設ける。試験体のスケールは実物大の 1/2 および 2 種類の実物大とする。実構造物に適用した場合、長期耐久性に関して不測の事態が生じる可能性が完全に否定できないため、バックアップ構造により対応することとするが、その機能を併せて載荷試験により確認する（第6章）。
- (5) 上記載荷試験の実物大試験体を自然環境に暴露することにより、ブラケット構造としての長期耐久性を実証する。本論文では、暴露開始から 2 か月半（載荷から 3 か月半）経過までの結果について報告するが、今後、暴露を継続し、安全性を長期間にわたり確認する（第7章）。最後に、本研究で得られた知見より、提案するブラケット構造の簡易設計手法の検討を試みる（第8章）。

参考文献

- 2.1) プレストレスト・コンクリート建設業協会：外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル（案），2007.
- 2.2) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書 設計編，2012.
- 2.3) 浅井洋，長田光司，野島昭二，藤原保久，池田尚治：外ケーブル補強工法定着部に関する検討，土木学会論文集 E，Vol.63，No.2，pp.223-234，2007.
- 2.4) 中村敏之，杉山真一，小野秀雄，福井正：既設 PC 橋における外ケーブル方式補強工法の定着部構造，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp.1417-1422，2011.
- 2.5) 中村敏之，杉山真一，嶋田貢一，福井正：浜名大橋における外ケーブル方式補強の定着部性能確認実験，第 20 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.493-496，2011.
- 2.6) 阪神高速道路，プレストレスト・コンクリート建設業協会：平成 9 年度 PC 構造物の補修・補強に関する検討業務報告書，1998.
- 2.7) 阪神高速道路，プレストレスト・コンクリート建設業協会：平成 10 年度 PC 構造物の耐久性に関する検討業務報告書，1999.
- 2.8) 山名宗之，内田耕太郎，斉藤秀夫：主桁と横桁の接触面のせん断耐力実験，土木学会第 53 回年次学術講演会，V-531，pp.1062-1063，1998.
- 2.9) 林秀侃，川村勝，寺口秀明，城代和行：横桁連結工法を用いた既設 PC 桁の連結後挙動確認実験，第 8 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.639-642，1998.
- 2.10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編，2012.

- 2.11) 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式，第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，pp.119-126，1983.
- 2.12) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書 改訂資料，2012.
- 2.13) American Concrete Institute (ACI): Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary, 2011.
- 2.14) International Federation for Structural Concrete (fib): fib Model Code Final Draft, 2012.
- 2.15) 林承燦，国枝稔，鎌田敏郎，六郷恵哲：コンクリートの配合および打継ぎ方向が打継ぎ部の付着性状に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.1，pp.557-562，2003.
- 2.16) 足立一郎，小林一輔：ショットブラストを利用した新旧コンクリートの打継ぎ工法に関する研究，土木学会論文集，第 373 号，VI-5，pp.64-73，1986.
- 2.17) 栗原哲彦，西田好彦，鎌田敏郎，六郷恵哲：コンクリート打継部における表面処理粗さの定量化と付着性状の評価，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.2，pp.1261-1266，1998.
- 2.18) 栗原哲彦，安藤貴宏，内田裕市，六郷恵哲：引張軟化曲線によるコンクリート打継ぎ部の付着性状の評価，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.2，pp.461-466，1996.
- 2.19) 香取慶一，林静雄，榎谷貴光，牛垣和正：コンクリート接合面の粗さを用いた接合面せん断耐力の推定と滑り変位挙動—プレキャスト接合部のせん断挙動に関する研究—，日本建築学会構造系論文集，第 507 号，pp.107-116，1998.
- 2.20) 例えば，東日本高速道路，中日本高速道路，西日本高速道路：NEXCO 試験方法 第 4 編 構造関係試験方法 試験法 434 増厚コンクリート用エポキシ樹脂接着剤の性能試験方法，2013.
- 2.21) 橘高義典，上村克郎，中村成春：コンクリート切り欠き試験体の曲げ試験によるひび割れ補修材料の評価，日本建築学会構造系論文報告集，第 432 号，pp.1-9，1992.
- 2.22) 国枝稔，川瀬貴行，鎌田敏郎，六郷恵哲：ひび割れ注入材の曲げ付着特性の評価に関する破壊力学的検討，土木学会論文集，No.669，V-50，pp.203-213，2001.
- 2.23) 栗原哲彦，安藤貴宏，国枝稔，内田裕市，六郷恵哲：多直線近似法による引張軟化曲線の推定と短繊維補強コンクリートの曲げ破壊性状，土木学会論文集，No.532，V-30，pp.119-129，1996.
- 2.24) 丸安隆和，小林一輔：合成樹脂のコンクリートへの応用，生産研究，第 15 巻，第 11 号，pp.449-453，1963.
- 2.25) Lin Tu and Deon Kruger: Engineering Properties of Epoxy Resins Used as Concrete Adhesives, ACI Materials Journal, January-February, pp.26-35, 1996.
- 2.26) 三刀基郷：接着の基礎と理論，日刊工業新聞社，2012.
- 2.27) 土木学会：連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，2000.
- 2.28) 佐藤靖彦，浅野靖幸，上田多門：炭素繊維シートの付着機構に関する基礎研究，土木学会論文集，No.648，V-47，pp.71-87，2000.
- 2.29) 上原子晶久，下村匠，丸山久一，西田浩之：連続繊維シートとコンクリートの付着・剥離挙動の解析，土木学会論文集，No.634，V-45，pp.197-208，1999.
- 2.30) 出雲健司，佐伯昇，大沼博志：連続繊維シートとコンクリートの付着強さの算定，土木学会論文集，No.641，V-46，pp.167-178，2000.
- 2.31) 吉澤弘之，呉智深，袁鴻，金久保利之：連続繊維シートとコンクリートの付着挙動に関する検討，土木学会論文集，No.662，V-49，pp.105-119，2000.

- 2.32) 三井雅一, 福澤公夫, 沼尾達弥, 布田郁雄: CFRP シート・コンクリート間の付着強度と各種表面粗さ指標との関係, 材料, Vol.49, No.6, pp.685-691, 2000.
- 2.33) 岳尾弘洋, 松下博通, 牧角龍憲, 長島玄太郎: CFRP 接着工法における炭素繊維シートの付着特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1599-1604, 1997.
- 2.34) 渡辺聡, 柳沢学: 炭素繊維シート端部定着に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.665-666, 1997.
- 2.35) 有留義朗, 金久保利之, 松井雅明, 藤田直人: 繊維シートによる RC 構造物の耐震補強におけるシート端部定着に関する研究: コンクリート工学論文集, 第 10 巻, 第 2 号, pp.119-130, 1999.
- 2.36) 古谷嘉康, 皆川勝, 佐藤安雄: 繊維シートの RC 部材角部への定着方法に関する研究, 土木学会第 54 回年次学術講演会, V-372, pp.744-745, 1999.
- 2.37) 中澤敏樹, 福本昇, 市川昌和, 石渡康弘: 炭素繊維シート端部の定着に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.1549-1554, 2000.
- 2.38) 高橋茂治, 福山洋, 鈴木英之, 中村洋行: 定着金物を用いた連続繊維シートによる劣化スラブの補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.481-486, 2008.
- 2.39) Khaled Galal and Amir Mofidi: Strengthening RC Beams in Flexure Using New Hybrid FRP Sheet/Ductile Anchor System, ASCE Journal of Composites for Construction, May/June, pp.217-225, 2009.
- 2.40) 池谷純一, 塚越英夫: 炭素繊維シートと CF アンカーを用いた耐震補強工法における CF アンカー埋込部の定着耐力, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.825-832, 2009.
- 2.41) 小林克巳: RC 部材の曲げ補強に用いる炭素繊維シートの CF アンカーによる定着方法, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1513-1518, 2007.
- 2.42) Sarah L. Orton, James O. Jirsa and Oguzhan Bayrak: Design Considerations of Carbon Fiber Anchors, ASCE Journal of Composites for Construction, November/December, pp.608-616, 2008.
- 2.43) 土木研究センター: 炭素繊維シートによる鋼製橋脚の補強工法ガイドライン(案), 2002.
- 2.44) 福澤公夫, 三井雅一, 沼尾達弥, 舟川勲: CFRP シート・コンクリート間のはく離付着特性の温度依存性, 材料, Vol.50, No.12, pp.1349-1356, 2001.
- 2.45) 三井雅一, 福澤公夫, 斉藤誠: CFRP シート・コンクリート間の引張付着強度の温度依存性, 土木学会第 57 回年次学術講演会, V-347, pp.693-694, 2002.
- 2.46) 例えば, 宮川豊章, 六郷恵哲編: 土木材料学, 朝倉書店, 2012.
- 2.47) Xinsheng Peng and J. K. Gillham: Time-Temperature-Transformation (TTT) Cure Diagrams: Relationship Between T_g and the Temperature and Time of Cure for Epoxy Systems, Journal of Applied Polymer Science, Vol. 30, pp.4685-4696, 1985.
- 2.48) 森脇渉, 佐藤靖彦, 上田多門, 角田與史雄: 炭素繊維シートの付着疲労性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.271-276, 2000.
- 2.49) 小野紘一, 杉浦邦征, 中野健一, 大島義信, 後藤真吾: 炭素繊維シートとコンクリート間の付着クリープ性状に関する研究, 土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集, pp.V-13-1-V-13-2, 2002.
- 2.50) E. Ferrier, L. Michel, B. Jurkiewicz and P. Hamelin: Creep behavior of adhesives used for external FRP strengthening of RC structures, Construction and Building Materials, Vol.25, pp.461-467, 2011.

- 2.51) 松崎育弘, 川瀬清孝, 永田守正, 丹羽亮: 樹脂アンカーの支持耐力に関する実験研究, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol.6, pp.393-396, 1984.
- 2.52) Rolf Eligehausen, Ronald A. Cook, and Jörg Appl: Behavior and Design of Adhesive Bonded Anchors, ACI Structural Journal, November-December, pp.822-831, 2006.
- 2.53) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010.
- 2.54) トンネル天井板の落下事故に関する調査・検討委員会: トンネル天井板の落下事故に関する調査・検討委員会報告書, 2013.
- 2.55) National Transportation Safety Board: Highway Accident Report “Ceiling Collapse in the Interstate 90 Connector Tunnel, Boston, Massachusetts, July 10, 2006”, 2007.
- 2.56) Joannie Chin, Aaron Forster, Justin Ocel, Joseph Hartmann, Paul Fuchs and Donald Hunston: Thermoviscoelastic Analysis and Creep Testing of Ambient Temperature Cure Epoxies Used in Adhesive Anchor Applications, ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, October, pp.1039-1046, 2010.
- 2.57) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO): TP 84-11 “Standard Method of Test for Evaluation of Adhesive Anchors in Concrete under Sustained Loading Conditions”, 2011.
- 2.58) Transportation Research Board: NCHRP Report 639 “Adhesive Anchors in Concrete under Sustained Loading Conditions”, 2009
- 2.59) American Concrete Institute (ACI) : Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete (ACI 355.4M-11) and Commentary, 2011.
- 2.60) Rolf Eligehausen, Ronald Blochwitz and Werner Fuchs: Behavior and Design of Adhesive Anchors under Sustained Load, ACI SP-283 Understanding Adhesive Anchors: Behavior, Materials, Installation, Design, pp.9.1-9.14, 2012.
- 2.61) 松崎育弘, 阿部保彦, 宇佐美滋: ポリエステル系樹脂アンカーの長期持続引張荷重による限界耐力 (常温及び 65℃の場合), 昭和 56 年度日本建築学会関東支部研究報告集, pp.249-252, 1981.
- 2.62) 平成 22 年度建築基準整備促進事業最終成果報告書ーあと施工アンカーの長期許容応力度に関する検討調査ー, 2011.

第3章 接着剤を適用しないブラケット構造の基礎的挙動に関する研究

3.1 本章の目的

既往の研究の調査より，提案するブラケット構造の強度および破壊メカニズムを明らかにするために，まず，引張補強鋼材を配置しないブラケット構造が，どのような挙動を示すのかを検証する必要がある．また，引張補強材として既設コンクリートに埋込み定着する炭素繊維シート（以下，CFRP）の補強効果およびその強度に関する検討が必要である．よって，本章では，第6章に述べて提案するブラケット構造の荷重試験の予備試験として，接合面に接着剤を適用しないブラケット構造の基礎的な破壊メカニズムを把握することを目的とした荷重試験を実施した．具体的には，接合部強度の評価基準を打継目のない一体打ちコンクリートとし，ブラケットを打ち継いだ時の強度の低下割合の把握，打ち継いだブラケットに対するCFRPの補強効果，および各々の破壊メカニズムの違い等を検証した．

3.2 試験概要

3.2.1 試験供試体

試験供試体（以下，試験体）の基本構造図を図3-1に示す．試験体寸法は，外ケーブル補強工法によるポストテンション方式PCT桁橋の補強事例^{3.1)}をモデル構造として決定した．モデル構造は引張荷重1000kNの外ケーブルを想定した定着ブラケット構造（幅600mm，高さ500mm，長さ1000mm，外ケーブル定着高さ200mm）とし，試験体の縮尺はモデル構造の1/2（幅300mm，高さ250mm，長さ500mm，外ケーブル定着高さ100mm）とした．この縮尺における外ケーブル引張荷重は250kNに相当する．接合面以外での破壊を防ぐため，鉄筋量は，モデル構造の縮尺から定まる量より多くし，D13の鉄筋をかぶり25mm，基本間隔100mmで配置することとした．

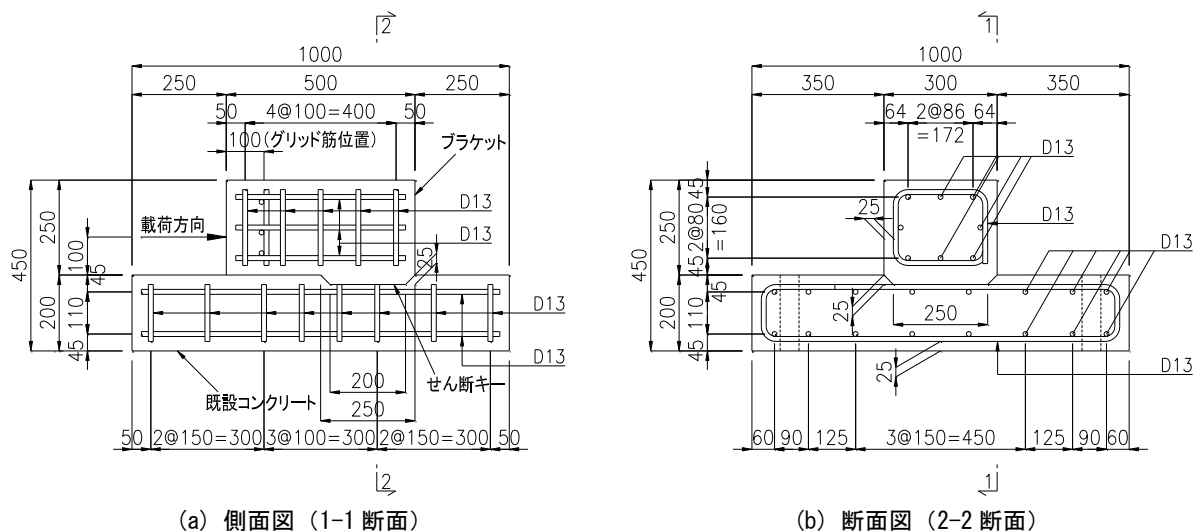


図3-1 試験供試体の基本構造（単位：mm）

3.2.2 試験ケースおよび荷重方法

試験ケースを表3-1に示す．ブラケット接合面の表面処理，せん断キの有無および配置位置，CFRPの種別および定着方法，荷重高さおよび荷重方法を試験パラメータとした．コンクリート接合面の表面処理は無処理およびチッピングとし，評価基準となる一体打ちのケースを設けた．チッピングは電

表 3-1 試験ケース

試験 ケース	表面処理	せん断キー		補強方法	載荷高 (mm)	載荷 方法	試験体 数	
		位置	ハンチ					
C1-1,C1-2	一体打ち	— *		—	100	圧縮 載荷	2	
C1-3					150		1	
C2-1,C2-2	無処理				100		2	
C2-3					150		1	
C3-1,C3-2	チップング				100		2	
C3-3					150		1	
C4-1,C4-2				PC鋼棒φ23mm 2本 緊結	100		2	
C4-3					150		1	
C5-1,C5-2	無処理	圧縮側	あり	—	100		2	
C5-3					150		1	
C6-1,C6-2	チップング				100		2	
C6-3					150		1	
C7-1,C7-2	無処理	高強度CFRPシート L型貼付け定着 2枚	100	2				
C7-3			150	1				
C8-1,C8-2	チップング		100	2				
C8-3			150	1				
C9-1,C9-2			—	100	2			
C9-3				150	1			
C10-1,C10-2			圧縮側	あり	高強度CFRPシート 埋込み定着 2枚		100	2
C10-3					150		1	
C11-1,C11-2					高弾性CFRPシート 埋込み定着 2枚		100	2
C11-3					150		1	
C12-1,C12-2	高強度CFRPストランド 埋込み定着 2枚				100		2	
C12-3	150				1			
C13-1,C13-2	高弾性CFRPストランド 埋込み定着 2枚				100		2	
C13-3	150				1			
T1	チップング	圧縮側	あり	—	100	引張 載荷	1	
T2			—		100		1	
T3		引張側	あり		100		1	
T4			—		100		1	

*—は適用しないことを示す

動式多針たがねにより実施し、表面の凹凸は 2～3mm 程度とした。せん断キーは接合面が曲げモーメントを受けた際の圧縮側に配置し、形状は幅 300mm、長さ 250mm、深さ 25mm とし、せん断キーの端部には 45 度のハンチを設けることを基本とした（図 3-1）が、せん断キー位置およびハンチの影響を把握するため、せん断キーを引張側に配置するケースおよびハンチを設けないケースも設定した。

CFRP には、シート状の炭素繊維をエポキシ樹脂にてコンクリート表面に含浸接着させる工法（以下、CFRP シート）と、工場で棒状とした炭素繊維をシート状に配列したものをパテ状のエポキシ樹脂にてコンクリート表面に接着させる工法（以下、CFRP ストランド）の 2 つの工法を採用し、各々、高強度型（公称引張弾性係数 245 GPa）と高弾性型（公称引張弾性係数 640 GPa）を使用するケースを設け、CFRP 種別の違いによる影響を確認することとした。CFRP の定着方法は、図 3-2 に示す L 型貼付け定着（以下、貼付け定着）、および図 3-3 に示す埋込み定着とした。ここで、貼付け定着の場合、既設コンクリート接着部の剥離挙動が支配的になり、定着強度があまり期待できないことが予測されたが、ブラケット構造の引張補強材としての効果の有無を確認することを目的として設定した。また、一般的な方法である PC 鋼棒でブラケットを緊結するケースを設け、CFRP 補強ケースとの破壊性状の違いを検証することとした。PC 鋼棒による緊結力は、コンクリート標準示方書式^{3.2)}による安全係数およ

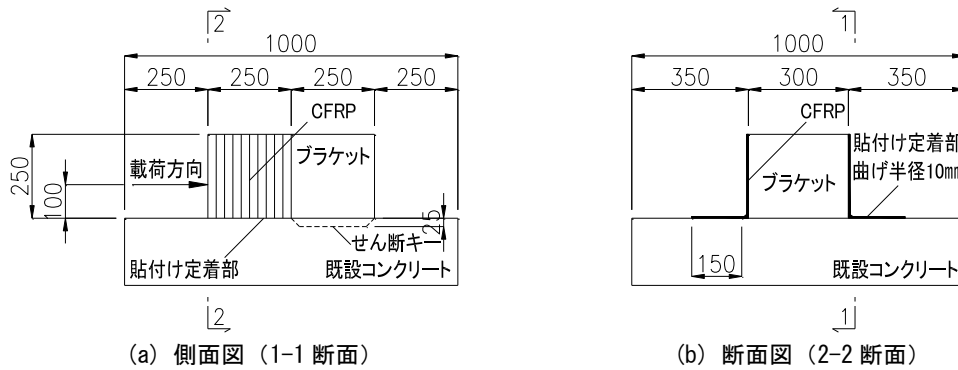


図 3-2 CFRP の貼付け定着 (単位 : mm)

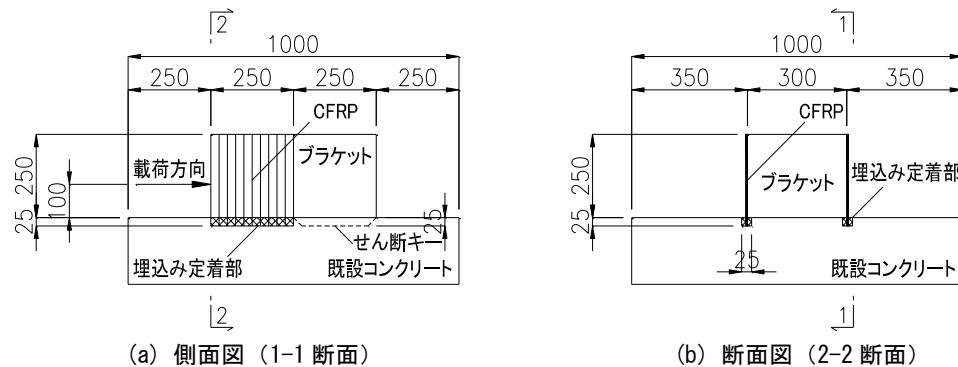


図 3-3 CFRP の埋込み定着 (単位 : mm)

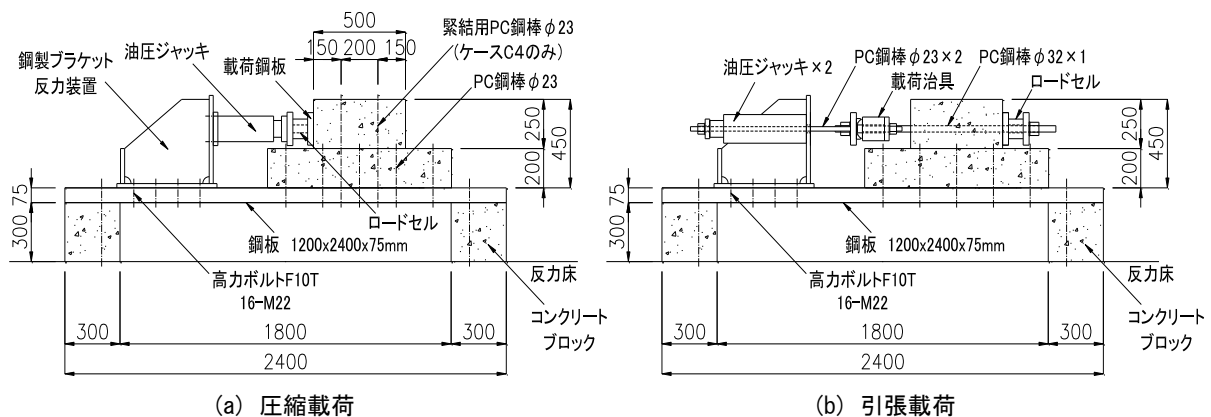


図 3-4 載荷方法 (単位 : mm)

び曲げモーメントの影響を無視したせん断伝達耐力が 400kN となるよう調整し、180kN の圧縮力（接合面の圧縮応力 1.2MPa）を 2 本の PC 鋼棒φ23mm で与えた。

載荷高さは、モデル構造と同じ高さを想定した 100mm、および 150mm の 2 ケースとし、せん断スパン比（載荷高さ/接合面長さ）の影響を確認することとした。載荷方法は、図 3-4 に示すとおり、油圧ジャッキによる直接圧縮載荷（以下、圧縮載荷）および PC 鋼棒を用いた油圧ジャッキによる引張載荷（以下、引張載荷）の 2 つの方法とした。なお、引張載荷は、先に実施した圧縮載荷試験により、載荷方法が試験結果に影響を与えたと考えられたため、その検証のため追加で実施した試験である。圧縮載荷の試験装置は、厚さ 75mm の鋼板と鋼製ブラケットにより構成した。鋼製ブラケットに球座付きの 500kN 油圧ジャッキをボルトで取り付け、ジャッキと試験体の間にロードセルおよび載荷鋼板を配置し、ジャッキにより圧縮力を載荷した。試験体はφ23mm の PC 鋼棒 10 本で載荷装置に固定し、



(a) 圧縮載荷



(b) 引張載荷

図 3-5 載荷試験状況

載荷装置は反力床に固定した。引張載荷は圧縮載荷とおなじ試験装置を使用した。鋼製ブラケットのリップとジャッキが干渉したため、リップ間に配置したジャッキ 2 台によりφ23mm の PC 鋼棒 2 本を引っ張ることとし、載荷治具を介してφ32mm の PC 鋼棒 1 本に荷重を伝達し、載荷を実施した。圧縮載荷および引張載荷の試験状況を図 3-5 に示す。

3.2.3 使用材料

コンクリートの配合および載荷試験日の材料試験結果を表 3-2、表 3-3 に、使用した鉄筋、PC 鋼棒、CFRP およびエポキシ樹脂の特性値を表 3-4 に、使用したエポキシ樹脂の主成分を表 3-5 に示す。

表 3-2 コンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 G _{max} (mm)	スランプ sl (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad
20	12.0	47.3	4.5	48.0	145	307	912	1000	4.45

表 3-3 コンクリート材料試験結果

ケース	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
C1	53.6	3.39	38.5
C2	54.8	3.40	39.2
C3	58.0	3.19	40.7
C4	49.5	2.77	37.4
C5	55.3	2.96	38.9
C6	45.4	3.05	35.8
C7	53.6	3.37	38.5
C8	56.0	2.99	40.8
C9	53.3	2.83	38.7
C10	53.4	2.94	37.3
C11	53.3	2.83	37.8
C12	56.5	3.14	38.8
C13	53.7	3.44	38.1
T1	43.5	2.59	—
T2	44.6	3.26	—
T3	43.5	2.59	—
T4	44.6	3.26	—

表 3-4 使用材料の特性値

	仕様	降伏点 (MPa)	引張 強度 (MPa)	弾性 係数 (GPa)
鉄筋	SD345, D13	399	573	—
PC鋼棒	B種2号, φ23mm	1050	1240	203
CFRP	高強度シート 300g/m ² 目付	—	4780	267
	高弾性シート 300g/m ² 目付	—	2750	695
	高強度ストランド 600g/m ² 目付	—	4310	270
	高弾性ストランド 600g/m ² 目付	—	3020	714
エポキシ 樹脂	CFRPシート用	—	43.0	2.41
	CFRPストランド用	—	—	3.84

表 3-5 エポキシ樹脂の主成分

種別	主成分
CFRP シート用	主剤：ビスフェノール A 型エポキシ樹脂，ビスフェノール F 型エポキシ樹脂 硬化剤：変性脂肪族ポリアミン
CFRP スtrand用	主剤：ビスフェノール A 型エポキシ樹脂，シリカ 硬化剤：変性脂肪族ポリアミン

3.2.4 測定項目

測定項目は，圧縮載荷試験，引張載荷試験の共通項目として，載荷荷重，ブラケットの載荷側鉛直変位 2 点，および水平変位 4 点とした．計測器の配置を図 3-6 に示す．圧縮載荷試験では，ブラケットの接合面から 50mm 高い位置のコンクリートひずみ，および CFRP ひずみを計測したが，破壊した接合面から離れていたことが理由で有意なデータが得られなかった．そのため，引張載荷試験では，ひずみゲージは用いず，鉛直変位の計測点を追加した．また，ビデオカメラによりすべての試験体の載荷試験状況の動画を撮影した．

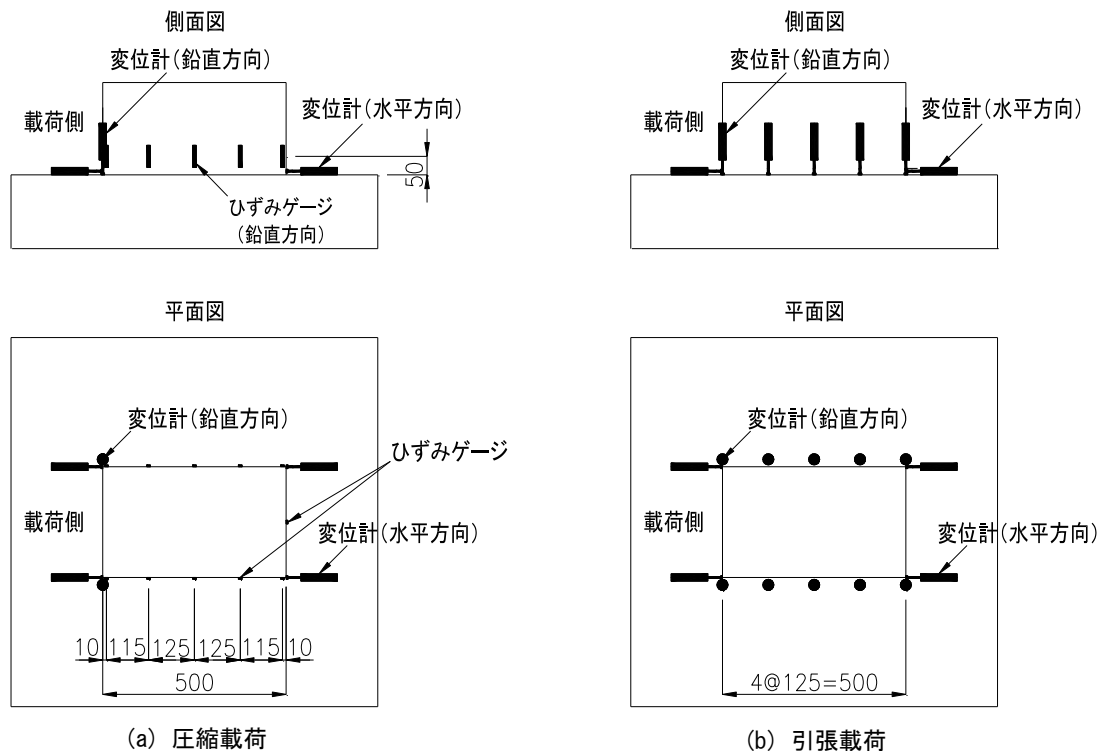


図 3-6 計測器配置図 (単位 : mm)

3.3 試験結果および考察

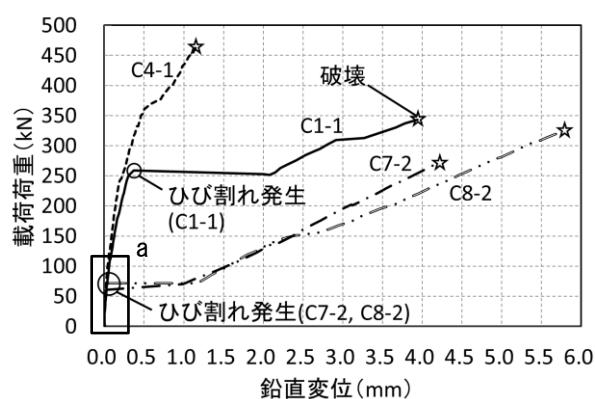
3.3.1 圧縮載荷試験

(1) CFRP 埋込み補強を除くケースの試験結果および考察 (試験ケース C1-C9)

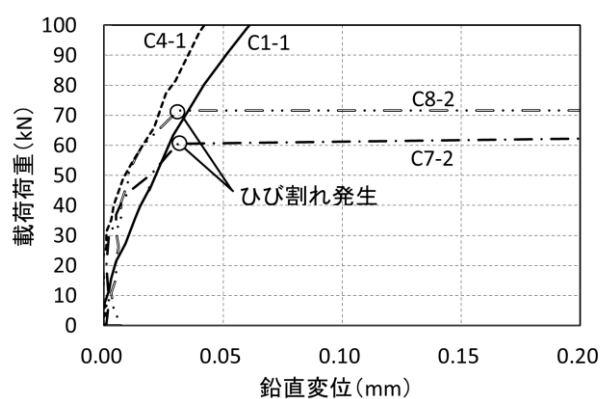
ケース C1-C9 の試験結果の一覧を表 3-6 に，載荷高さ 100mm で破壊まで載荷した代表的な試験体の荷重－鉛直変位（接合面載荷側の目開き）曲線を図 3-7 に示す．鉛直変位は鉛直方向変位計 2 基の平均値とし，ひび割れ発生荷重は，鉛直変位が 1～2mm まで急増し始める直前の荷重と定義した．PC 鋼棒緊結の C4 においても目開きは生じたものの，荷重－鉛直変位曲線において鉛直変位の急増が確認

表 3-6 CFRP 埋込み補強を除くケースの試験結果一覧（試験ケース C1-C9）

ケース	試験体	試験パラメータ			荷重 (kN)			応力 (MPa)		破壊性状または備考
		表面処理	せん断キー	補強材	載荷高 (mm)	ひび割れ発生時	破壊時	曲げ強度	平均	
C1	C1-1	一体打ち	—	—	100	253	343	2.02	2.08	回転破壊
	C1-2				100	256	—	2.05		260kN で載荷終了
	C1-3				150	181	181	2.17		ひび割れと同時に回転破壊
C2	C2-1	無処理	なし	—	100	30	30	0.24	0.23	ひび割れと同時に水平ずれ破壊
	C2-2				100	28	28	0.22		ひび割れと同時に水平ずれ破壊
	C2-3				150	19	19	0.23		ひび割れと同時に水平ずれ破壊
C3	C3-1	チップング	なし	—	100	68	68	0.54	0.63	ひび割れと同時に水平ずれ破壊
	C3-2				100	92	92	0.74		ひび割れと同時に水平ずれ破壊
	C3-3				150	50	50	0.60		ひび割れと同時に水平ずれ破壊
C4	C4-1	チップング	なし	PC 鋼棒緊結	100	—	463	—	—	水平ずれ破壊
	C4-2				100	—	—	—		485kN で載荷終了
	C4-3				150	—	341	—		水平ずれ破壊
C5	C5-1	無処理	あり	—	100	51	—	0.41	0.43	200kN で載荷終了
	C5-2				100	16	—	0.13		250kN で載荷終了
	C5-3				150	63	63	0.75		ひび割れと同時に回転破壊
C6	C6-1	チップング	あり	—	100	131	—	1.05	0.73	200kN で載荷終了
	C6-2				100	60	—	0.48		250kN で載荷終了
	C6-3				150	53	53	0.64		ひび割れと同時に回転破壊
C7	C7-1	無処理	あり	CFRP シート貼付け	100	54	285	0.43	0.39	水平ずれ破壊
	C7-2				100	61	272	0.48		回転破壊
	C7-3				150	22	147	0.27		回転破壊
C8	C8-1	チップング	あり	CFRP シート貼付け	100	67	342	0.54	0.63	ベースコンクリート破壊
	C8-2				100	72	325	0.57		回転破壊
	C8-3				150	66	66	0.79		ひび割れと同時に回転破壊
C9	C9-1	チップング	なし	CFRP シート貼付け	100	98	98	0.79	0.67	ひび割れと同時に水平ずれ破壊
	C9-2				100	76	76	0.61		ひび割れと同時に水平ずれ破壊
	C9-3				150	50	50	0.60		ひび割れと同時に水平ずれ破壊



(a) 破壊までの挙動



(b) a 部詳細

図 3-7 荷重—鉛直変位曲線

できなかったため、本表には数値を示していない。破壊荷重を示していない試験体は、他の試験体の結果から破壊性状が推測できたため破壊まで載荷しなかったケースで、備考欄に最終荷重を示した。

また、ひび割れ発生荷重時の曲げ応力は、その荷重に載荷高さを乗じて算出した接合面に作用する曲げモーメントを用いて、はり理論により算出した。本章では、ひび割れ発生時の曲げ応力を、議論の

便宜上、ブラケットを打ち継いだケースを含めて、すべて曲げ強度と呼ぶこととする。

各試験体の曲げ強度に着目すると、一体打ちの C1 および応力レベルが最も低い C2 を除き各ケース内の結果にばらつきが見られた。これは、接合面の表面処理が均一でないこと、およびコンクリートの付着強度のばらつきが理由と考えられる。せん断キーの有無およびせん断スパン比の違いによる明確な差はなく、せん断力が曲げ強度に与える影響は確認されなかった。なお、ひび割れ発生時の鉛直変位は、一体打ちの C1 および PC 鋼棒緊結の C4 を除き、0.03mm 程度であった（図 3-7 (b)）。

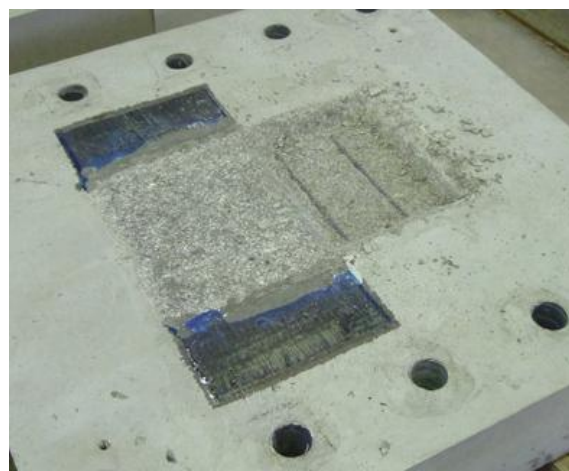
各ケースの曲げ強度平均値を比較すると、CFRP 貼付け定着補強の有無にかかわらず表面処理が同じケースはほぼ同じ結果が得られ、CFRP 貼付け定着補強の効果は小さいことが確認された。チッピングケース全体の平均値は 0.67MPa（最大値 1.05MPa，最小値 0.48MPa），無処理ケース全体の平均値は 0.35MPa（最大値 0.75MPa，最小値 0.13MPa）で、それぞれ一体打ちの 32%，17%であり、チッピングによる表面処理は曲げ強度改善にある程度効果が期待できるが、一体打ち強度を期待することはできないことがわかった。また、表 3-3 に示す材料試験結果を用いて算出したコンクリート標準示方書式^{3.2)}による一体打ちの曲げ強度計算値は 2.59MPa であり、試験値は計算値の 80%であった。この理由として、せん断スパン比が 0.2（載荷高さ 100mm）および 0.3（同 150mm）と小さい場合、コンクリート標準示方書式で想定している曲げモーメントが支配的な部材と比較してせん断力の影響が大きく、見かけの一体打ち強度が小さくなる可能性が考えられる。また、試験のばらつきの範囲内である可能性やコンクリート標準示方書式の算定精度の影響も考えられるが、結果として試験値と計算値の差は 20%であり、せん断力が曲げ強度に与える影響は大きくなかったと言える。

以上の結果より、本研究で想定している程度のせん断スパン比を有するブラケット構造は、実用上、曲げ部材と見なして問題のない可能性が示されたと言え、第 6 章では主にブラケットが破壊する時の曲げ強度に着目して、試験パラメータの影響を評価することとする。せん断力が曲げ強度に与える影響の定量的な把握は今後の課題とする。

試験体の破壊性状は、せん断キーのハンチ部接触面ですべりが生じた C7-1 およびベースコンクリートが破壊した C8-1 を除き、次の 4 パターンに区分することができ、破壊はすべてブラケットと既設コンクリートの接合面の剥離破壊であった（図 3-8）。



(a) ブラケット



(b) 既設コンクリート

図 3-8 破壊状況 (C8-2)

① ひび割れと同時に水平ずれ破壊

PC 鋼棒緊結ケースを除くせん断キーのない試験体に生じた破壊性状で、接合面を交差する補強材が配置されていないため、ひび割れと同時に水平方向にブラケットがずれた破壊である。

② ひび割れと同時に回転破壊

せん断キーがあり載荷高さ 150mm の試験体に生じた破壊性状で、ひび割れ発生と同時にブラケットが回転挙動を示した破壊である。

③ ひび割れ後に荷重が増加し回転破壊

せん断キーがあり載荷高さ 100mm の試験体に生じた破壊性状で、ひび割れ時に鉛直変位が急増したものの破壊に至らず、その後荷重が増加し最終的にブラケットが回転挙動を示した破壊である。引張補強材を配置していないため、②と同様なひび割れと同時に破壊が想定されたが、ひび割れ後に荷重が増加した。この理由として、ロードセルとジャッキの間に生じる摩擦の影響が考えられる。

載荷試験時に撮影した動画（図 3-9）により、ひび割れ発生後はジャッキが上方に傾き、破壊時にはロードセルとジャッキ間にすべりが生じたことが確認できた。そこで、ブラケットを剛体と見なし、ひび割れ後にはブラケット接合面の付着が存在しないと仮定した場合のブラケットへの作用力を図 3-10 に示す。回転中心を接合面圧縮縁とし、載荷荷重による回転モーメントにロードセルとジャッキ間の摩擦力が抵抗する場合の力のつり合いは、 P ：載荷荷重、 h ：載荷高さ、 μ ：摩擦係数、 L ：回転中心から摩擦面までの距離とすると、 $P \times h = \mu \times P \times L$ である。ここで、ブラケットの回転変形およびジャッキの傾きは微小であるため無視した。すべりが生じないための摩擦係数は、載荷高さ 100mm の時 0.16 以上、載荷高さ 150mm の時 0.25 以上となる。よって、試験時の摩擦係数が 0.16～0.25 の範囲であった場合、載荷高さ 100mm の時はひび割れ後に荷重が増加し、載荷高さ 150mm の時はひび割れと同時に回転破壊すると考えられる。摩擦係数がこの範囲であったことを検証するためには、ジャッキとロードセル間の摩擦係数を測定する必要がある。しかし、実構造物ではブラケットに外ケーブルによる引張力が作用するため、



(a) ひび割れ発生前 (C5-2)



(b) ひび割れ発生後 (C5-2)



(c) 回転破壊時 (C8-2)

図 3-9 破壊の進行状況（動画より抜粋）

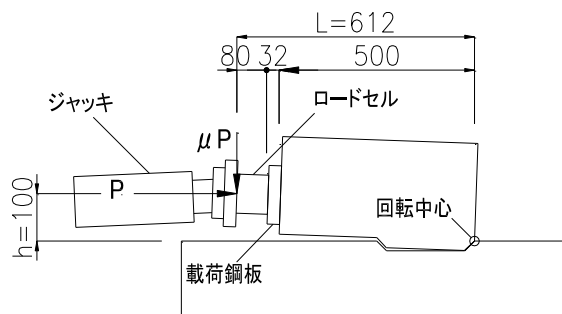


図 3-10 ひび割れ後の作用力（単位:mm）

今回の載荷試験と異なる挙動が生じる可能性がある。よって、載荷方法の違いが試験に与える影響を、後述する引張載荷試験で確認することとした。

④ PC 鋼棒緊結ケースの水平ずれ破壊

PC 鋼棒緊結ケースに生じた破壊で、鉛直変位の急増は確認されず水平方向にブラケットがずれた破壊である。破壊荷重が載荷高さ 100mm の時 463kN、載荷高さ 150mm の時 341kN であり、せん断スパン比による明確な差が見られた。現行の設計手法では、ずれ破壊に対して十分な安全率を確保し、せん断伝達耐力算出時に曲げモーメントの影響を考慮しない設計が一般的^{3.3), 3.4)}であるが、載荷高さが大きい場合等、設計条件によってはその影響を適切に考慮する必要がある可能性が示された。

(2) CFRP 埋込み補強ケースの試験結果および考察（試験ケース C10-C13）

表面処理をチッピングとし、せん断キヤを圧縮側に配置し、CFRP を埋込み定着したケース C10-C13 の試験結果の一覧を表 3-7 に示す。また、載荷高さ 100mm の試験体の荷重-鉛直変位曲線を図 3-11 に、CFRP 貼付け定着補強の C8-2 の結果とともに示す。図 3-10 において、150~180kN 程度の荷重で鉛直変位が急増しているが、この時、すべての試験体で CFRP の埋込み定着部がコーン状に破壊した

表 3-7 CFRP 埋込み補強ケースの試験結果一覧（試験ケース C10-C13）

ケース	試験体	試験パラメータ			試験結果				破壊性状または備考
		補強材	軸剛性 (kN/mm)	載荷高 (mm)	破壊時荷重 (kN)	破壊時変位 (mm)	破壊時曲げモーメント (kN-m)	平均 (kN-m)	
C10	C10-1	高強度	82	100	176	0.17	17.6	17.1	コーン破壊後 200kN まで載荷
	C10-2	CFRP		100	155	0.32	15.5		コーン破壊と同時に回転破壊
	C10-3	シート		150	122	0.27	18.3		コーン破壊と同時に回転破壊
C11	C11-1	高弾性	183	100	178	0.24	17.8	17.2	コーン破壊後 250kN まで載荷
	C11-2	CFRP		100	171	0.31	17.1		コーン破壊後 200kN まで載荷
	C11-3	シート		150	111	0.14	16.7		コーン破壊と同時に回転破壊
C12	C12-1	高強度	163	100	179	0.52	17.9	17.5	コーン破壊後 200kN まで載荷
	C12-2	CFRP		100	155	0.15	15.5		コーン破壊後 200kN まで載荷
	C12-3	ストランド		150	127	0.09	19.1		コーン破壊と同時に回転破壊
C13	C13-1	高弾性	366	100	162	0.14	16.2	17.0	コーン破壊後 200kN まで載荷
	C13-2	CFRP		100	156	0.11	15.6		コーン破壊後 200kN まで載荷
	C13-3	ストランド		150	127	0.21	19.1		コーン破壊と同時に回転破壊

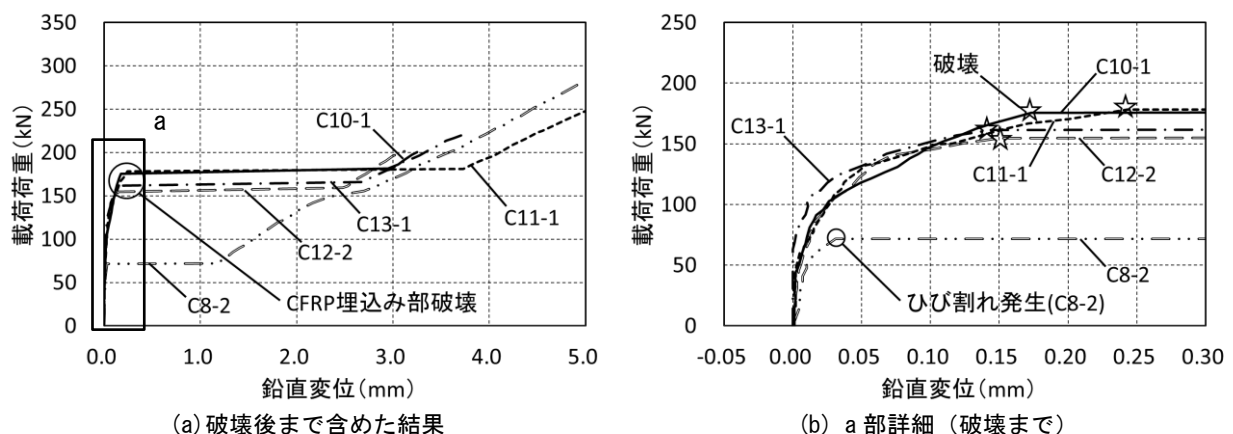


図 3-11 荷重-鉛直変位曲線



(a) 回転破壊直後のブラケット



(b) CFRP 埋込み定着部

図 3-12 破壊状況 (C13-3)

(図 3-12) . よって、鉛直変位が急増する直前の荷重を CFRP 埋込み補強ケースの破壊荷重とした。その後、表 3-7 の備考欄に記載したとおり載荷高さ 100mm の試験体の多くは荷重が増加したが、これは前述のとおり、載荷装置の拘束によるものと考えられる。そのため、ここでは、鉛直変位が急増するまでの挙動を評価する。

CFRP が引張補強材として有効に機能し始めるのは、鉄筋コンクリート構造の鉄筋と同様に、ひび割れ発生後と考えられる。今回の試験では、載荷試験中の目視観察からはひび割れの発生が確認できなかったが、図 3-11 に示す荷重－変位曲線より、0.03mm 付近から 0.15mm 付近での破壊までの間、勾配が一定になっている区間があることがわかる。前述の CFRP 埋込み補強を除くケースでは変位 0.03mm 程度でひび割れ発生、すなわちブラケット構造の剥離が生じたことから判断すると、変位 0.03mm 付近までは、接合面コンクリートの付着と CFRP の両者で曲げモーメントで抵抗し、その後はひび割れの発生により CFRP のみで抵抗し、最終的に CFRP 埋込み定着部がコーン状に破壊したと考えられる。なお、図 3-12 に示すとおり、コーン状に破壊した以外の箇所は、接合面の剥離が生じていた。以上の結果より、CFRP 埋込み補強は、本試験で 25mm としたかぶり程度の深さでもブラケットの引張補強材として機能すること、およびその定着強度は既設コンクリートの強度により決定される可能性があることが明らかとなった。既設コンクリートがコーン状の破壊を示したことから、CFRP の埋込み長を深くすれば、補強効果がより高まると考えられる。

本試験では 4 種類の CFRP を使用したが、破壊荷重に大きな差は生じなかった。この理由は、CFRP 埋込み定着部の強度が、コンクリートの破壊により決定されたためと考えられる。載荷高さが影響しない指標となる接合面の曲げモーメントで評価すると、すべての試験体の平均値は 17.2kN-m であり、表 3-7 に示したとおりケース間の差はほとんどないことがわかる。試験体毎の最大値は 19.1kN-m (C12-3, C13-3) , 最小値は 15.5kN-m (C10-2, C12-2) であり、これらの平均値に対する比率は 1.11 および 0.90 と約 10% の差であった。なお、一体打ちケース C1 のひび割れ発生時の曲げモーメントを同様に算出すると、平均値は 26.0kN-m であり、CFRP 埋込み補強ケースの平均値 17.2kN-m は一体打ちの 66% に相当する。荷重－変位曲線の勾配 (図 3-11 (b)) から有意な差は確認できない。表 3-7 に示した CFRP の単位長さあたりの軸剛性 (CFRP の設計厚×引張弾性係数) の違いにより、理論上は勾配に差が生じることとなるが、本試験で得られた結果のみではその理由は判断できない。そのため、第 5 章に述べる要素試験で、CFRP の軸剛性の違いが埋込み定着部に与える影響について検証することとする。

3.3.2 引張荷重試験

引張荷重ケース T1-T4 の試験結果の一覧を、T1 と荷重方法以外を同条件とした C6-1、C6-2 の結果とともに表 3-8 に示す。引張荷重試験では、圧縮荷重試験結果で考察したとおり、ハンチを設けないせん断キーを引張側に配置した T4 を除き、ひび割れの発生と同時にブラケットが回転破壊した。よって、圧縮荷重試験のひび割れ発生を破壊と見なしてよいと考えられる。曲げ強度に着目すると、T1 の強度が高いものの、T2、T3 に関しては、圧縮荷重試験の C6 と同程度の結果となっており、荷重方法が曲げ強度に与える影響は少なかったと考えられる。なお、T4 は斜めひび割れの発生と同時に水平方向にずれるせん断破壊であった。

破壊状況を図 3-13 に示す。引張荷重試験では、せん断キーの位置、ハンチの有無により、破壊面が異なる結果となった。せん断キーを圧縮側に配置した T1 と T2 を比較すると、T1 は打継目で破壊して

表 3-8 引張荷重試験結果一覧（試験ケース T1-T4）

ケース	表面処理	せん断キ一		載荷高 (mm)	破壊時		破壊性状または備考	
		位置	ハンチ		荷重 (kN)	曲げ強度 (MPa)		
T1	チッピング	圧縮側	45 度	100	176	1.41	ひび割れと同時に回転破壊	
T2			なし		126	1.01	ひび割れと同時に回転破壊	
T3		引張側	45 度		74	0.59	ひび割れと同時に回転破壊	
T4			なし		207	—	せん断破壊	
C6-1		圧縮側	45 度		131	1.05	比較の参考値	
C6-2					60	0.48		



(a) T1 破壊状況



(b) T2 破壊状況



(c) T3 破壊状況



(d) T4 破壊状況

図 3-13 破壊状況 (T1-T4)

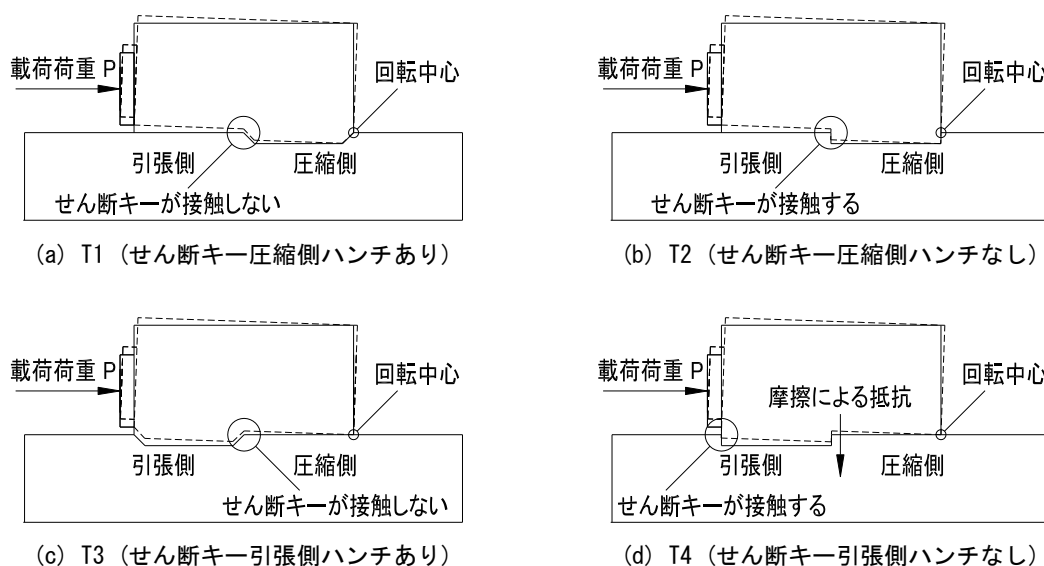


図 3-14 回転に対するせん断キーの抵抗概念図

いるのに対し、T2 は引張側では打継目、圧縮側ではブラケットのせん断キー内部で破壊が生じている。せん断キーを引張側に配置した T3 と T4 を比較すると、T3 は打継目で破壊しているのに対し、T4 は圧縮側では打継目、引張側では、載荷点から接合面中央にかけての斜めひび割れにより破壊している。これらの要因として、せん断キーのハンチの影響が考えられる。図 3-14 にブラケット剛体と仮定し、回転に着目した時のせん断キーの抵抗の概念図を示す。せん断キーに 45 度のハンチを設けた場合、せん断キーの位置にかかわらず、ハンチ部でブラケットと既設コンクリートの接触は生じない。よって、ハンチを設けることにより回転しやすい構造となり、破壊は打継目で生じることとなる。一方、せん断キーにハンチを設けない場合、せん断キーの位置にかかわらず、ブラケットのせん断キーと既設コンクリートが接触し、回転変形を拘束すると考えられる。したがって、ハンチを設けなかった T2 および T4 は、せん断キーに応力が集中し、ブラケットが一部破壊したと考えられる。T2 では、せん断キーに応力が集中するのは、引張側でひび割れが生じた後と考えられるため、破壊荷重に大きな影響はなかったと推察する。一方 T4 は、引張縁で回転変形が幾何学的に拘束され、また、接合面中央においても、回転変形を拘束する摩擦力が作用し、回転変形が生じなかった結果、ブラケットに斜めひび割れが発生し、せん断破壊したと推察する。よって、せん断キーを引張側に配置しハンチを設けなければ、回転破壊（曲げ破壊）に対して抵抗力の高い構造とできる可能性があるが、既設コンクリートの局部に応力集中を生じさせることとなるため、本研究の範囲からは除外することとした。

なお、圧縮載荷試験のひび割れ発生時の鉛直変位は 0.03mm 程度であったが、引張載荷試験ではすべての試験体で破壊時の鉛直変位が 0.01mm 以下であり、有意なデータとは言えず、ここでは荷重－鉛直変位曲線を示していない。引張載荷試験は、圧縮載荷試験と同条件の試験体が 1 体のみ (T1) で、鉛直変位が微小であることの妥当性を試験結果からは検証できないため、次節で非線形 FEM 解析により検証することとする。

3.4 非線形 FEM 解析による試験結果の検証

3.4.1 解析概要

圧縮載荷試験と引張載荷試験で、破壊時の鉛直変位が異なる可能性が示されたため、2 次元非線形

FEM 解析により、ブラケットの挙動を検証することとした。対象は圧縮载荷試験のうち、平均的な結果が得られ、また、引張载荷試験の T1 と载荷方法以外が同条件の C6-2 とした。

解析モデルおよび条件を図 3-15、表 3-9 に示す。使用する要素は 4 節点平面応力要素および 2 節点インターフェイス要素^{3.5)}とし、载荷は変位制御により実施した。载荷試験ではコンクリートの接合面で破壊したことから、ひび割れ以外の要素は線形平面応力要素とし、ひび割れは非線形インターフェイス要素を用いた離散ひび割れによりモデル化した。離散ひび割れは、要素間の相対変位と作用力の関係をバネ剛性で定義する方法で、ひび割れの発生箇所が明確な時に用いられる手法である。離散ひび割れの構成則はクーロン摩擦に基づくこととした。クーロン摩擦は、図 3-16 に示すとおり、引張強度（軸方向）、初期付着力（せん断方向）、および摩擦角（摩擦係数）を定義するモデルで、要素に作用する軸力の大小により、せん断方向の強度が変化する^{3.5)}。事前の予備解析で、インターフェイス要素のせん断剛性を線形とした場合、接合面中央のせん断キーハンチ部で過大なせん断応力を負担し、荷重が増加し続ける結果が得られたため、接合面の摩擦の影響を考慮することとした。引張強度は試験の曲げひび割れ発生荷重を踏まえて決定し、解析の同荷重が約 60kN となる 0.8MPa とした。摩擦角

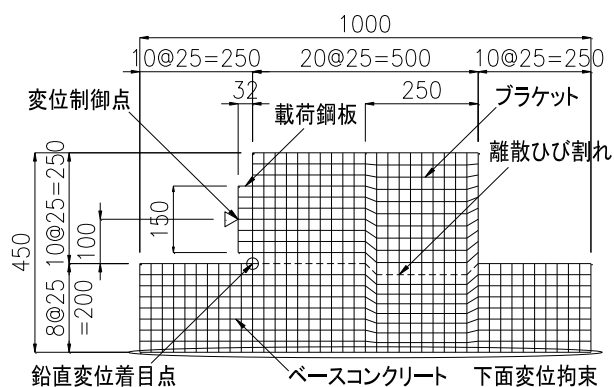


図 3-15 解析モデル（単位:mm）

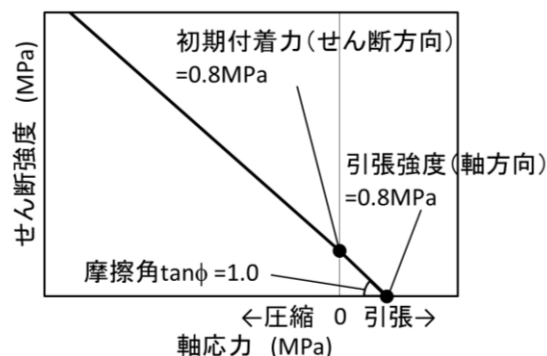


図 3-16 クーロン摩擦モデル

表 3-9 解析条件

コンクリート	要素タイプ	4節点平面応力要素
	要素厚さ	300 mm（ブラケット） 1000 mm（ベースコンクリート）
	弾性係数	35.8 GPa（試験結果より）
	ポアソン比	0.167
載荷鋼板	要素タイプ	4節点平面応力要素
	要素厚さ	150 mm
	弾性係数	200 GPa
	ポアソン比	0.300
離散ひび割れ	要素タイプ	2節点インターフェイス線要素 （クーロン摩擦モデル）
	要素厚さ	300 mm
	仮想部材高 ^{3.7)}	96.5 mm
	軸剛性	371 N/mm ³
	引張強度	0.8 MPa
	初期付着力	0.8 MPa
	摩擦角	tan φ = 1.0（摩擦係数）

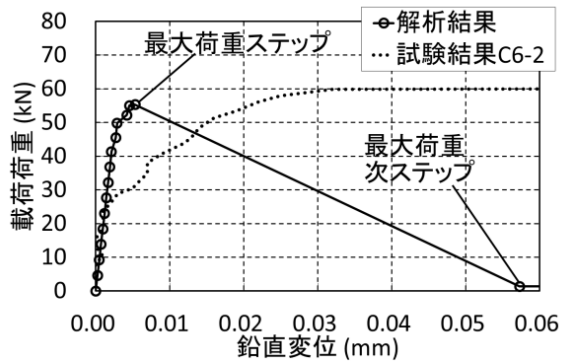


図 3-17 荷重－変位曲線

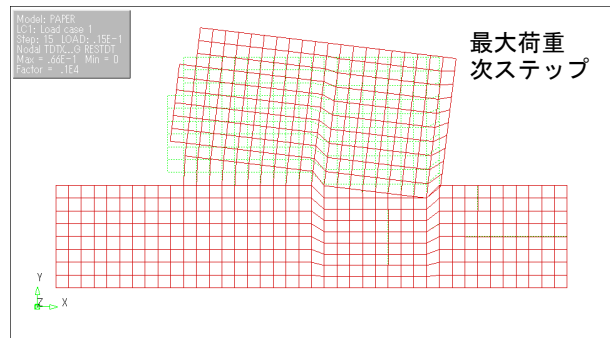


図 3-18 変形図

は ACI 規準^{3,6)}を参考に 1.0 とし、初期付着力は軸方向の引張応力が引張強度に達した時点でせん断強度が 0 となる 0.8MPa を仮定した。また、軸剛性は 2 次元モデルにおける断面急変部で、面外方向の 3 次元的な応力分布による局部変形を考慮できる仮想部材高さの概念^{3,7)}を用いて算出した。

3.4.2 解析結果

荷重－鉛直変位曲線を図 3-17 に、変形図を図 3-18 に示す。解析では徐々に鉛直変位が増大し、荷重 41.3kN でインターフェイス要素の引張縁が引張強度に達して最初の開きが生じ、その後徐々に開きが軸方向、せん断方向ともに進展した。最大荷重次ステップでは、接合面でブラケットと既設コンクリートが完全に分離し、荷重が増加することなく回転破壊を生じた。よって、圧縮载荷試験で生じたひび割れ後の荷重増加は载荷装置の摩擦による拘束の影響という推察が、解析結果からも妥当であると考えられる。解析結果と試験結果を比較すると、荷重 25kN 以降の剛性に差がある。圧縮载荷試験では、徐々に剛性低下し、鉛直変位 0.03mm の時にその後の鉛直変位を急増させる支配的なひび割れが生じた。一方、引張载荷試験では、前述のとおり破壊時の鉛直変位が 0.01mm 以下であり、解析結果に近い挙動であった。圧縮载荷試験で変位が大きくなった要因として、ジャッキにより直接载荷したことによる拘束力の影響で、微細なひび割れを徐々に進展させる付加的な力が作用した可能性が考えられるが、引張試験の試験体数が 1 体であるため、表面処理のばらつきによる結果の可能性も否定できない。解析で得られた鉛直変位の妥当性の評価に課題が残されたものの、本試験の範囲内では、引張载荷試験の結果を解析により精度良く再現できたと言える。また、圧縮载荷試験では、試験装置の拘束力で実構造と異なる挙動を示したことが、解析からも明らかとなったため、第 6 章に述べて提案するブラケット構造の载荷試験では引張载荷を採用することとする。

3.5 本章の結論

本章では、ブラケット構造の基礎的な破壊性状を明らかにするため、接合面に接着剤を適用せず、また、引張補強鋼材を配置しないブラケット構造の载荷試験を、実構造物の 1/2 スケールの縮小モデルにより実施した。载荷試験の試験パラメータは、表面処理方法、せん断キーの有無、配置位置、CFRP の種別および定着方法、载荷高さおよび载荷方法とした。また、非線形 FEM 解析により試験結果の妥当性を一部検証した。これらの検討の結果、得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 各試験体の曲げ強度にはばらつきが見られたが、これは、表面処理が均一でないこと、およびコンクリートの付着強度のばらつきが要因と推察した。試験ケース毎に結果を平均することにより、ば

らつきの影響は緩和され、表面処理が同じ試験ケースでは、CFRP の埋込み補強ケースを除き、曲げ強度がほぼ同値となった。せん断スパン比の違い、せん断キーの有無および CFRP 貼付け補強の有無は曲げ強度に有意な影響を与えなかった。

- (2) ブラケット接合面の表面処理をチッピングおよび無処理とした場合の曲げ強度は、一体打ちの 32% および 17% であり、チッピングによる表面処理は曲げ強度改善にある程度効果が期待できるが、一体打ち強度を期待することはできないことがわかった。
- (3) 一体打ちの曲げ強度はコンクリート標準示方書式により算出した計算値の 80% となった。その理由の一つとして、せん断スパン比が小さい場合、せん断力の影響により見かけの一体打ち曲げ強度が小さくなる可能性が考えられる。また、試験のばらつきの範囲内である可能性やコンクリート標準示方書式の算定精度の影響も考えられるが、結果として試験値と計算値の差は 20% であり、せん断力が曲げ強度に与える影響は大きくなかったと言える。本研究で想定している程度のせん断スパン比を有するブラケット構造は、実用上、曲げ部材と見なして問題のない可能性が示された。
- (4) せん断キーを配置した試験体は、曲げひび割れと同時に回転する破壊性状であった。一方、せん断キーを配置しない試験体は、曲げひび割れ発生直後に水平方向にずれる破壊性状であった。
- (5) 圧縮載荷試験において、せん断キーあり、載荷高さ 100mm の試験体は、ひび割れ時に鉛直変位が急増した後、荷重が増加したが、載荷装置の摩擦による拘束が理由と考察した。この考察の妥当性を引張載荷試験および非線形 FEM 解析により検証し、ひび割れ発生荷重をブラケット構造の破壊荷重と見なして問題のないことを確認した。
- (6) 埋込み定着した場合、CFRP は曲げモーメントに対するブラケットの引張補強材として機能することが明らかとなった。ひび割れが発生するまでは、コンクリートの付着と CFRP の両方で曲げモーメントに抵抗し、ひび割れ発生後は CFRP のみで抵抗することがわかった。本試験の範囲内では、CFRP の種別や軸剛性の違いによる荷重-鉛直変位関係への影響は確認されなかった。
- (7) CFRP の埋込み定着部は、既設コンクリートがコーン状の破壊を示し、破壊荷重は一体打ちケースの 66% であった。既設コンクリートの破壊で強度が決定したため、CFRP 種別の違いは破壊荷重に影響を与えなかった。コーン状の破壊を示したことから、埋込み長を深くすれば CFRP による補強効果がより高まると考えられる。
- (8) 引張載荷試験より、せん断キーの位置およびハンチの有無により、破壊面が異なることが確認された。せん断キーにハンチを設けた場合、接合面での回転拘束は生じず、破壊荷重にせん断キーの位置の影響はほとんどないと考えられる。一方、せん断キーにハンチを設けない場合、回転変形がせん断キーにより拘束され、せん断キーの位置により異なる破壊性状を示すことが明らかとなった。せん断キーを接合面が曲げモーメントを受けた際の圧縮側に設けた場合は、破壊荷重への影響はほとんどないが、引張側に設けた場合は、回転変形の拘束が大きくなり、破壊メカニズムが異なることが確認された。引張側にハンチなしのせん断キーを設けることにより、回転破壊（曲げ破壊）に対して抵抗力の高い構造とできる可能性があるが、既設コンクリートの局部に応力集中を生じさせるため、本研究の範囲からは除外することとした。
- (9) 圧縮載荷試験の破壊時の鉛直変位は 0.03mm であったが、引張載荷試験では 0.01mm 以下で有意な変位は計測されなかった。非線形 FEM 解析により本事象を検証した結果、解析上は、破壊時の鉛直変位は 0.01mm 以下となることが確認された。

以上の得られた知見を踏まえ、提案するブラケットの基本構造および今後の検討方針を以下のとおりとした。

① **せん断キーは接合面が曲げモーメントを受けた際の圧縮側に配置し、ハンチは設けない。**

せん断キーの有無は、曲げ強度に影響を与えなかったが、引張補強材（CFRP）を配置することにより、接合面にひび割れが生じた後も曲げモーメントに抵抗できる。よって、水平ずれに対する抵抗機構が必要と考えられ、その機能をせん断キーに持たせる。実施工を考慮すると、既設コンクリートにせん断キーハンチを設けることは困難であるため、ハンチの有無が破壊強度へ影響を与えない圧縮側にせん断キーを設けることとする。

② **ブラケットと既設コンクリートの接合面には接着剤を適用する。**

表面処理を実施工で想定している手法でのチッピングとした結果、曲げ強度は一体打ちの 32%で、試験体毎のばらつきも大きい結果となった。この強度を改善する手法として接着剤の適用が考えられる。また、接着剤を適用することにより、表面処理の程度の違いによる強度のばらつきを小さくできる可能性がある。これらの点は、要素試験（第 4 章）やブラケット構造の載荷試験（第 6 章）にて効果を確認する。

③ **CFRP の既設コンクリートへの定着は埋込み定着とする。**

CFRP を L 型に貼り付ける定着手法では補強効果が得られなかったが、埋込み定着とすることにより、一定の補強効果が確認された。これより、CFRP の埋込み定着を基本とするが、その基礎的な強度を把握する必要があるため、要素試験（第 5 章）により確認する。

④ **CFRP の種別は高弾性ストランドシートを基本とする。**

本試験の範囲内では、CFRP の種別の違いによる影響は明確とならなかったが、理論上は、軸剛性が高い方が、ひび割れ幅を抑える効果が高いと考えられる。CFRP の種別の違いの影響は、要素試験（第 5 章）により確認する。

⑤ **提案するブラケット構造の載荷試験は引張載荷により実施する。**

圧縮載荷試験では試験装置の拘束の影響が生じることが明らかとなり、また、その影響を定量的に把握しきれなかったことから、第 6 章の検討では、実構造物と同条件である引張載荷により載荷試験を実施する。

⑥ **提案するブラケット構造の強度評価指標の一つを曲げ強度とする。**

せん断力が曲げ強度に与える影響の定量的な把握には至っていないが、一体打ちケースの試験結果ではその影響が 20%程度である可能性があり、本研究で想定している程度のせん断スパン比を有するブラケット構造は実用上、曲げ部材と見なして問題のない可能性が示された。そのため、提案するブラケット構造の強度評価指標の一つを曲げ強度とし、第 6 章で妥当性を検証し、第 8 章で具体的な設計手法について検討することとする。

参考文献

- 3.1) プレストレスト・コンクリート建設業協会：外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強事例図集，2007.
- 3.2) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書 設計編，2012.
- 3.3) プレストレスト・コンクリート建設業協会：外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル（案），2007.
- 3.4) 浅井洋，長田光司，野島昭二，藤原保久，池田尚治：外ケーブル補強工法定着部に関する検討，土木学会論文集 E，Vol.63，No.2，pp.223-234，2007.
- 3.5) TNO DIANA: User's Manual Release 9.4.3, 2011.
- 3.6) American Concrete Institute (ACI): Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary, 2011.
- 3.7) 岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの構成則と非線形解析，技報堂出版，1991.

第4章 接着剤を適用したコンクリート接合部の強度に関する研究

4.1 本章の目的

第3章の検討より，既設コンクリートの表面をチップング処理した上でコンクリートを打ち継いだ場合，ばらつきはあるものの，平均では曲げ付着強度が打継ぎのない一体打ちの30%程度であることが明らかとなった．また，既往の研究の調査より，曲げ付着強度は表面処理方法の影響を受けることが明らかとなっているが，その影響を定量的に評価するには至っていない．曲げ付着強度を改善し，また，強度のばらつきを小さくする手法として接着剤の適用が考えられる．しかし，接合面に接着剤を適用した時の接合部強度に関する研究は少ないのが現状である．そこで，接合面に接着剤を適用したコンクリート接合部の基礎的な短期強度および破壊性状を明らかにすることを目的として，曲げ試験および破壊エネルギー試験を実施することとした．曲げ試験では異なる種類の接着剤を使用し，接着剤の種類が曲げ接着強度に与える影響を把握する．破壊エネルギー試験では，引張軟化曲線を算出し，第6章での非線形FEM解析の基礎データとすることとした．

4.2 接着剤の種類が曲げ接着強度に与える影響

4.2.1 試験概要

(1) 試験方法

接着剤の種類が曲げ接着強度に与える影響は，曲げ試験により評価することとした．具体的にはJIS A 1106^{4.1)}を参考とし，中央に接合部を設けたはりを用いて4点曲げ試験を実施した．曲げ試験方法を図4-1に，試験ケースを表4-1に示す．試験ケースは，100×100×200 mmのコンクリートブロックの断面に接着剤を塗布し，同寸法のコンクリートを打ち継ぐ場所打ちコンクリート想定ケース（以下，打継ケース）を4ケース，同寸法のコンクリートブロック同士を接着させるプレキャスト部材想定ケース（以下，接着ケース）を3ケース，比較試験体として接着剤を適用せずに打ち継ぐ1ケース，および一体打ち1ケース

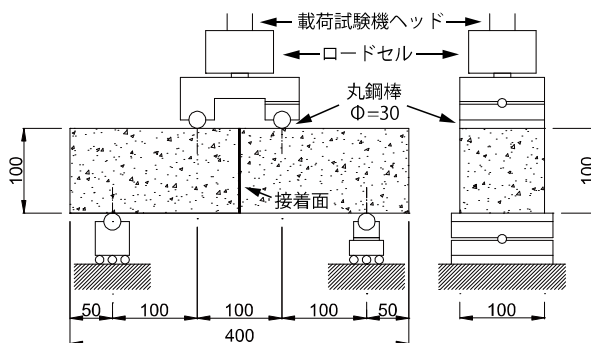


図 4-1 曲げ試験方法(単位:mm)

表 4-1 試験ケース

試験ケース	接合方法	試験体数	接着剤	備考
AE1	コンクリート打継 (接合方法 A)	3	打継用エポキシ樹脂 (タイプ 1)	材料メーカーA
AE2		3	打継用エポキシ樹脂 (タイプ 2)	材料メーカーA
AE3		3	打継用エポキシ樹脂 (タイプ 3)	材料メーカーB
AA		3	アクリル系 ポリマーディスペーション	材料メーカーB
AN		3	接着剤なし	—
BE1	硬化コンクリート接着 (接合方法 B)	3	接着用エポキシ樹脂 (タイプ 1)	材料メーカーA
BE2		3	接着用エポキシ樹脂 (タイプ 2)	材料メーカーA
BG		3	ポリマーセメントグラウト	材料メーカーB
M	一体打ち	9*	—	—

*試験体のコンクリート打設ごとに製作 (計3回×3試験体)

スの全 9 ケースとし、試験体数は各ケース 3 体とした。打継ケースを接合方法 A、接着ケースを接合方法 B と呼ぶこととし、試験ケースの最初の記号は接合方法を、2 つ目の記号は使用接着剤の種類を示す。

打継ケースは、まず既設コンクリートを想定するコンクリートを製作し、その後、接合面を表面処理した上で、接合面を鉛直として、コンクリートを打ち継いだ。以降、それぞれのコンクリートを、既設コンクリートおよび打継コンクリートと呼ぶ。一方、接着ケースのコンクリートは同日に製作し、それぞれの接合面を表面処理した上で、接合面を鉛直として既設コンクリート同士を接着した。接合面はコンクリート打設前に遅延剤を塗布しておき、脱型後ワイヤーブラシで洗出し処理をすることで 2 ～3 mm の凹凸を設けた。洗出し処理後の接合面の一例を図 4-2 に示す。打継ケースでは、特性の異なる打継用エポキシ接着剤を 3 種類、およびプライマー処理のみを想定したアクリル系ポリマーディスペーション（以下、APD）を使用した。接着ケースでは、特性の異なる接着用エポキシ接着剤を 2 種類、およびポリマーセメントグラウト（以下、PCG）を使用した。ここで、APD はコンクリートの吸水による強度低下の影響を把握することを目的として使用した。また、PCG は無機系の材料とした場合の強度を確認するために使用した。エポキシ樹脂の塗布量は、材料メーカーが推奨する単位面積当たりの重量に基づき決定した。PCG を適用したケースは、その充填性を考慮して、硬化コンクリート同士の間隔を 20mm と設定した。

既設コンクリートは常温で 7 日間水中養生し、その後、20℃の恒温室にて気中養生した。打継コンクリートおよび接着剤は 20℃の恒温室にて湿布養生を行った。接着ケースの接着剤は 20℃の恒温室にて気中養生した。すべてのケースにおいて、曲げ試験時の接着剤の材齢は 8 日であった。



図 4-2 洗出し後の接合面

(2) 使用材料

コンクリートの配合を表 4-2 に、材料試験結果を表 4-3 に、接着剤の特性を表 4-4 に、接着剤の主成分を表 4-5 に示す。なお、接着剤の特性値は材料メーカーによる試験結果またはカタログ記載の値

表 4-2 コンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 G _{max} (mm)	スランプ sl (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad
15	8.0	40	7.0	48.0	170	425	780	861	1.06

表 4-3 コンクリートの材料試験結果

接合方法	圧縮強度 (MPa)		引張強度 (MPa)		弾性係数 (GPa)	
	既設*1	打継*2	既設	打継	既設	打継
打継	60.3 (22 日) *3	50.3 (8 日)	3.89 (22 日)	3.33 (8 日)	36.8 (22 日)	35.0 (8 日)
接着	64.0 (30 日)		4.42 (30 日)		39.0 (30 日)	

*1 既設コンクリート、*2 打継コンクリート、*3 試験日のコンクリート材齢

表 4-4 接着剤の特性値

	単位	エポキシ樹脂					APD* ¹	PCG* ²
		打継用			接着用			
		タイプ 1	タイプ 2	タイプ 3	タイプ 1	タイプ 2		
硬化物比重	—	1.40	1.24	—	1.63	1.46	—	2.18
可使時間	分	36	82	30	65	177	—	—
接着強度	MPa	2.1	2.6	4.3	3.6	5.0	1.6	2.3
圧縮強度	MPa	87	—* ³	71	43	85	—	31
弾性係数	GPa	2.87	—	2.54	2.45	4.91	—	—
引張せん断強度	MPa	18	—	29	17	25	—	—
ガラス転移温度	℃	71.8	—	—	48.8	51.6	—	—

*1 アクリル系ポリマーディスペーション, *2 ポリマーセメントグラウト, *3 データなし

表 4-5 接着剤の主成分

接着剤種別		主成分
エポキシ樹脂	打継用タイプ 1	主剤：ビスフェノール A 型エポキシ樹脂, 炭酸カルシウム粉末 硬化剤：変性脂肪族ポリアミン
	打継用タイプ 2	主剤：ビスフェノール A 型エポキシ樹脂, ビスフェノール F 型エポキシ樹脂, 酸化チタン 硬化剤：変性脂肪族ポリアミン
	打継用タイプ 3	主剤：ビスフェノール F 型エポキシ樹脂, シリカ 硬化剤：変性脂肪族ポリアミン, 変性脂環式ポリアミン
	接着用タイプ 1	主剤：ビスフェノール A 型エポキシ樹脂, シリカ 硬化剤：変性脂肪族ポリアミン, シリカ
	接着用タイプ 2	主剤：ビスフェノール A 型エポキシ樹脂, シリカ 硬化剤：変性脂肪族ポリアミン
アクリル系ポリマーディスペーション		アクリル系共重合体, 水
ポリマーセメントグラウト		ケイ酸カルシウム, シリカ

(材齢 7 日) で参考値である。また、本研究では、使用する接着剤はすべて既製品とし、接着剤材料の配合に関する検討は実施していない。

4.2.2 試験結果および考察

試験結果の一覧を表 4-6 に示す。ここで、接着剤を適用しない打継ケース AN の曲げ付着強度も含め、接合部のある試験ケースはすべて、曲げ接着強度と呼ぶ。また、接着剤を適用した試験ケースは、接合部ではなくコンクリート部が破壊した場合も曲げ接着強度と呼ぶこととした。比較のため、一体打ちケース M は、各試験ケースのコンクリートと同材齢の試験結果を横並びに表 4-6 に示した。接着ケース試験体は、前述のとおり接合前のコンクリートを同日に製作したため既設コンクリートの欄に一つの結果を示した。

打継ケースに着目すると、打継用エポキシ樹脂タイプ 2 を適用した AE2 の曲げ接着強度が 1.81MPa と若干低いものの、その他のケースは 2.40MPa 程度であり、曲げ接着強度にケース間の大きな差は見られなかった。また、同ケース内の結果のばらつきについて、打継用エポキシ樹脂タイプ 3 を適用した AE3 は 2.05～3.39Ma (平均 2.65MPa) と平均に対して 30% 程度のばらつきが認められたものの、その他のケースでは 10% 以内のばらつきに収まっている。

破壊形態は打継用エポキシ樹脂を接着剤としたすべての試験体 (AE1, AE2, AE3) において、打継

表 4-6 曲げ試験結果

試験 ケース	曲げ接着強度 (MPa)		既設コンクリート 曲げ強度 (MPa)		打継コンクリート 曲げ強度 (MPa)		破壊形態 (図 4-3, 図 4-4)
	個別	平均	個別	平均	個別	平均	
AE1 打継 樹脂 1	2.48	2.43 (0.60)*1	5.66	5.93	3.51	4.07	打継コンクリートと接着剤層の界面が打継コンクリートの表層（モルタル部）をともなって破壊
	2.24		5.98		4.03		
	2.58		6.15		4.67		
AE2 打継 樹脂 2	1.92	1.81 (0.44)	5.66	5.93	3.51	4.07	同上
	1.76		5.98		4.03		
	1.76		6.15		4.67		
AE3 打継 樹脂 3	2.05	2.65 (0.65)	5.66	5.93	3.51	4.07	同上
	3.39		5.98		4.03		
	2.51		6.15		4.67		
AA 打継 APD	2.39	2.36 (0.58)	5.66	5.93	3.51	4.07	打継コンクリートと既設コンクリートの界面で破壊
	2.33		5.98		4.03		
	—*2		6.15		4.67		
AN 打継	2.18	2.27 (0.56)	5.66	5.93	3.51	4.07	打継コンクリートと既設コンクリートの界面で破壊
	2.35		5.98		4.03		
	—		6.15		4.67		
BE1 接着 樹脂 1	7.34	6.98 (1.15)	6.09	6.06	—	—	接着剤層近傍のコンクリートにひび割れが生じ、接着剤層が鉛直方向に破断
	6.86		5.45		—		
	6.74		6.65		—		
BE2 接着 樹脂 2	6.84	6.78 (1.12)	6.09	6.06	—	—	接着剤層からおよそ 30mm 付近のコンクリートが破壊
	7.01		5.45		—		
	6.48		6.65		—		
BG 接着 PCG	2.35	2.40 (0.40)	6.09	6.06	—	—	コンクリートと PCG の界面で破壊
	2.42		5.45		—		
	2.44		6.65		—		

*1 ()内の数値はコンクリートの曲げ強度に対する比率を示す

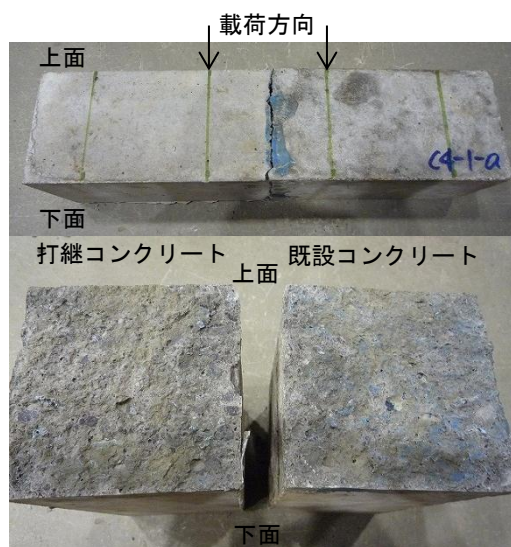
*2 載荷装置設置時に試験体を破損したためデータなし

コンクリートと接着剤の界面が打継コンクリートの表層（モルタル部）をともなって破壊し、APD を適用した AA および接着剤を適用しない AN は、打継コンクリートと既設コンクリートの界面で破壊した。破壊形態の概念図を図 4-3 に、破壊状況を図 4-4 に示す。このように破壊形態は異なるものの曲げ接着強度に差が生じなかった理由として、曲げ接着強度が接着剤の物理的相互作用および化学的相互作用による接着力と骨材の存在等による機械的接合（アンカー効果）で決まる^{4,2)}こと踏まえると、以下のことが言える。

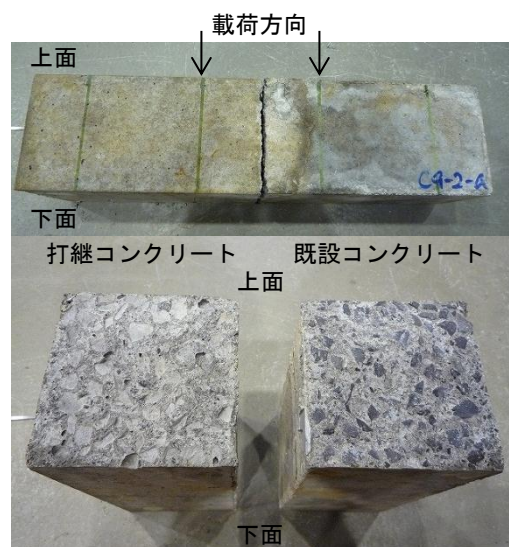
- ①本試験の試験体は室内で製作し、打継ぎ処理は遅延剤洗出しにより実施したため、接合面に粉塵等の異物がなく、また粗度が高く、接着剤を適用しない AN の強度がアンカー効果により比較的高かった。AN の曲げ接着強度は 2.27MPa で、一体打ち M の曲げ強度 4.07MPa の 56%であった。
- ②接着剤を適用しない AN は既設コンクリートの接合面における吸水を防止する目的で APD によるプライマー処理を施したが、本試験の範囲内では明確な効果が表れなかった。
- ③エポキシ接着剤を適用したケースでは、接着剤を適用しない AN と比較して AE1, AE3 の曲げ接着強度は増加し、AE2 の強度は減少したがその差は小さい。これらの破壊面を観察すると、破壊は打継コンクリート接合面のモルタル部で生じており、また、打継コンクリートの粗骨材はほとんど接着剤に触れていなかった（図 4-3, 図 4-4(a)）。よって、破壊面の粗度が低くなりアンカ

	ケースAA, AN, BG	ケースAE1, AE2, AE3	ケースBE1	ケースBE2
側面図				
平面図				

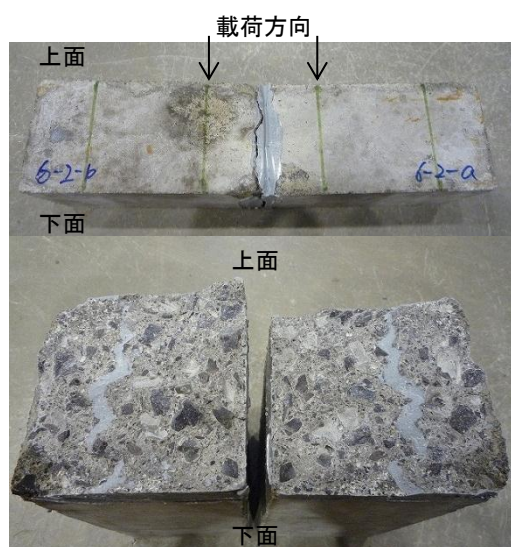
図 4-3 破壊形態の概念図



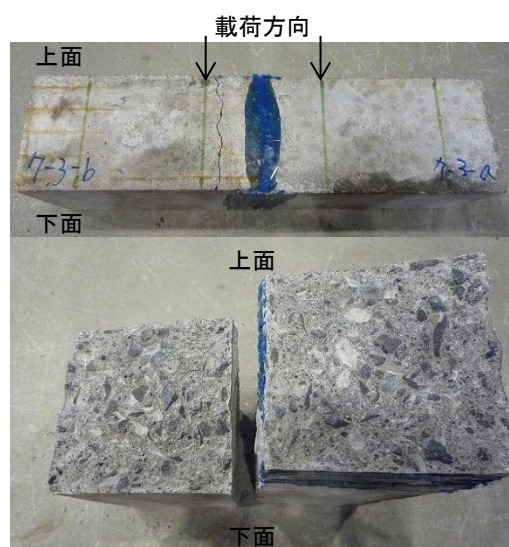
(a) ケース AE1



(b) ケース AN



(c) ケース BE1



(d) ケース BE2

図 4-4 破壊状況（写真上：試験体側面，写真下：破壊断面）

一効果が減少したが、接着剤により接着力が増加した結果、接着剤を適用しない AN と大差ない結果が得られたと考えられる。

以上より、本試験の範囲内では、打継用エポキシ樹脂を接着剤とした時の効果は明確とならなかったが、曲げ接着強度には表面処理の程度が影響すると考えられ、第 6 章に述べるブラケット構造の載荷試験において、その効果を再度確認することとする。

接着ケースに着目すると、PCG を用いたケース BG の破壊はコンクリートと PCG の界面で生じた。その結果、接着剤を適用しない打継ケース AN と同等の曲げ接着強度であったため、PCG の接着力は今回使用したコンクリートと同程度であり、PCG を使用することによる強度改善効果は見受けられなかったと言える。一方、異なるタイプの接着用エポキシ樹脂を用いた BE1、BE2 の曲げ接着強度は、各々の平均値で 6.98MPa、6.78MPa であり、一体打ち M の曲げ強度と比較して約 1.1 倍の強度であり、一体打ちコンクリートの曲げ強度以上の強度が期待できることが明らかとなった。BE1 と BE2 を比較すると、曲げ接着強度には大きな差異は認められないが、破壊性状が異なった。BE1 はひび割れが接合面付近のコンクリートに生じ、最終的には接着剤層がコンクリート断面内部で鉛直方向に破断したのに対し、BE2 は接着剤層からおよそ 30 mm の位置にひび割れが生じ、接合部近傍では破壊の兆候が見受けられなかった（図 4-3、図 4-4(c)、図 4-4(d)）。また、接着ケースでは、同ケース内の平均値に対するばらつきは 5%以下と小さかった。

BE1 の曲げ接着強度が一体打ちと比較して高かった理由として、エポキシ樹脂が鉛直方向に破断した分、ひび割れ破壊断面の面積（以下、ひび割れ面積）が一体打ちのそれと比較して大きくなったことが考えられる（図 4-3）。一方、BE2 に関しては、接合部から 30mm 程度離れた位置のコンクリートで破壊しており、一体打ちと同様なひび割れであることから、曲げ接着強度が高くなる要因がひび割れ面積とは言えない。コンクリートより弾性係数の低い接着剤層が相対的に伸びる挙動を示した結果、試験体の曲げ変形状が一体打ちと異なり、破壊荷重が高くなった可能性がある。この点については、後述する破壊エネルギー試験の結果を踏まえて再度考察する。破壊性状が BE1 と BE2 で異なった要因としては、接着剤の弾性係数の違いが考えられる。BE1 および BE2 に適用した接着用エポキシ樹脂の弾性係数は、それぞれ 2.45GPa および 4.91GPa であった（表 4-4）。定性的には、弾性係数の小さい BE1 は、試験体の曲げ変形が接合部に集中し接合部近傍で破壊が生じ、弾性係数の大きい BE2 は、BE1 程の曲げ変形の集中が起こらずコンクリート部で破壊した可能性がある。なお、エポキシ樹脂ひび割れ注入材の評価を切欠きはりの曲げ試験により行った橘高ら^{4.3)}は、エポキシ樹脂の弾性係数が高い場合はコンクリート破断となり、弾性係数が低い場合はエポキシ樹脂とコンクリートの界面が破壊する傾向があることを報告している。橘高らの使用したエポキシ樹脂の弾性係数の範囲は 0.001~2.60GPa で、本試験とは少し異なるものの、エポキシ樹脂の弾性係数が破壊性状に与える影響としては、本試験でも同様な結果が得られたと言える。

最後に、接着ケースでは、平均値に対するばらつきがすべてのケースにおいて 5%以内であり良好な結果であったが、破壊はエポキシ樹脂の接着強度ではなく、コンクリート強度に依存している。したがって、設計に用いる接合部の曲げ接着強度は、コンクリート強度のばらつきを考慮して決定する必要があることが明らかになった。コンクリート標準示方書^{4.4)}によるコンクリート強度のばらつきを考慮する材料係数が 1.3 であること、および本試験でのばらつきは接着ケースで 5%以内、打継ケースのほとんどが 10%以内であったが、30%程度のばらつきを示したケースが一つあったことを考慮すると、

本試験の範囲内では、設計における材料係数を 1.3 とし、30%程度のばらつきを見込んでおけば良いと考えられる。

4.3 接着剤の種類が破壊エネルギーおよび引張軟化に与える影響

4.3.1 試験概要

(1) 試験方法

JCI-S-001-2003 切欠きはりを用いたコンクリートの破壊エネルギー試験方法^{4.5)}（以下、JCI 規準）を参考に、中央部を接着した切欠きはりを用いた 3 点曲げ試験を実施した。破壊エネルギー試験方法を図 4-5 に、試験ケースを表 4-7 に示す。前述の曲げ試験結果を踏まえ、試験ケースは、打継ケースで使用したエポキシ接着剤の中で中間の結果が得られた AE1、接着ケースの中で差異が評価しきれなかった BE1、BE2、比較試験体として一体打ちおよび接着剤を使用しない打継ケースの全 5 ケースとした。JCI 規準に従い切欠き深さは 30mm、試験体数は各ケース 4 体とし、打継ぎ処理、打設方向等の試験体製作方法は曲げ試験と同様とした。ここで、切欠きはコンクリート打設時に型枠にて形成した。すなわち、打継ケースおよび接着ケースの既設コンクリートは、接合面に型枠により段差を設けておき、コンクリート硬化後に表面を洗出し処理した。打継ケースの打継コンクリートは、既設コンクリートに切欠きに相当する型枠を設置した後に打設した。载荷は、最大計測変位 2mm のクリップゲージにより測定するひび割れ肩口開口変位（以下、CMOD）による変位制御で実施した。

引張軟化曲線は、計測した荷重－CMOD 曲線および JCI のウェブ上からダウンロードできる有限要素法をベースとしたプログラム^{4.6), 4.7)}を用いて算出した。解析モデルには、接合部に仮想ひび割れを 1 本モデル化し、接着剤層の変形、コンクリートのひび割れ、および微細な接着剤とコンクリート界面の破壊による全体の挙動を再現した。ここで、厳密には接着剤の変形はひび割れと異なるが、ミクロレベルでの界面破壊を含めた接合部の全体挙動を正確にモデル化することは困難と考えられたため、仮想ひび割れ 1 本で接合部全体の挙動を評価することとした^{4.8)}。

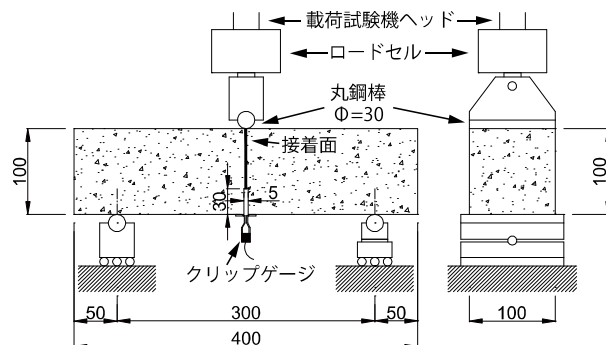


図 4-5 破壊エネルギー試験方法 (単位:mm)

(2) 使用材料

コンクリートの材料試験結果を表 4-8 に示す。なお、コンクリートの配合および接着剤の特性は曲げ試験と同様で、表 4-2、表 4-4、表 4-5 に示したとおりである。

表 4-7 試験ケース

試験ケース	接合方法	試験体数	接着剤	備考
AE1	コンクリート打継 (接合方法 A)	4	打継用エポキシ樹脂 (タイプ 1)	材料メーカー A
AN		4	接着剤なし	—
BE1	硬化コンクリート接着 (接合方法 B)	4	接着用エポキシ樹脂 (タイプ 1)	材料メーカー A
BE2		4	接着用エポキシ樹脂 (タイプ 2)	材料メーカー A
M	一体打ち	4	—	—

表 4-8 コンクリートの材料試験結果

接合方法	圧縮強度 (MPa)		引張強度 (MPa)		曲げ強度 (MPa)	
	既設*1	打継*2	既設	打継	既設	打継
打継	56.5 (27 日) *3	53.8 (8 日)	4.32 (27 日)	4.14 (8 日)	5.76 (27 日)	5.06 (8 日)
接着 一体打ち	56.5 (27 日)		4.32 (27 日)		5.76 (27 日)	

*1 既設コンクリート, *2 打継コンクリート, *3 試験日のコンクリート材齢

4.3.2 試験結果および考察

試験結果の一覧を表 4-9 に、荷重-CMOD 曲線を図 4-6 に示す。ここで、破壊エネルギーは、厳密には試験体が破断するまでに要したエネルギーであるが、本試験では使用したクリップゲージの最大計測変位である CMOD 2mm までに要したエネルギーを破壊エネルギーとした。なお、破壊エネルギーは、JCI 規準に示される手法^{4,5)}に基づき、荷重-CMOD 曲線下の面積と試験体の自重および載荷治具がなす仕事の和を、接合部の面積で除して求めた。また、表 4-9 に示した値は図 4-6 の平均曲線の値であり、曲げ接着強度は最大荷重時の曲げモーメントを接合部の断面係数で除して求めた参考値である。ここで、M の値は曲げ強度である。なお、試験体数は各ケース 4 体としたが、不安定な結果が得られた試験体は図 4-6 から除外した。

平均曲線全体の比較（図 4-6(f)）に着目すると、打継ケースの AN および打継用エポキシ樹脂を適用した AE1 は曲げ試験と同様、ほぼ同じ結果が得られ、荷重-CMOD 曲線は一体打ち M の包絡線内であった。AN および AE1 の最大荷重は一体打ち M の約 70%、破壊エネルギーは約 50%であり、曲げ試験と同様の結果であったと言える。接着ケースで異なるエポキシ樹脂を適用した BE1 および BE2 は、一体打ち M と比較して荷重が両ケースとも 30%程度、破壊エネルギーが BE1 は 59%、BE2 は 26%高い結果となっており、曲げ試験から推測される結果となった。

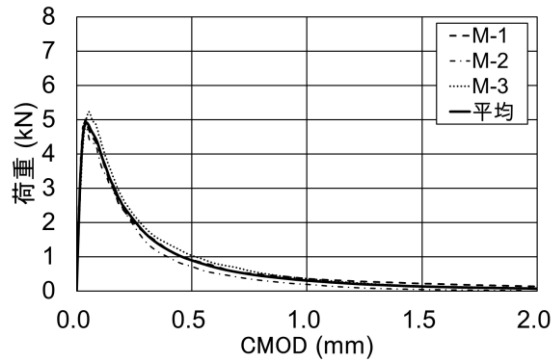
CMOD 0.10mm までの平均曲線の比較（図 4-6(g)）に着目すると、初期の剛性に差があることがわかる。表 4-9 に最大荷重の 1/3 での割線剛性を示したが、一体打ち M の剛性が最も高く、次に接着剤を適用せずに打ち継いだ AN と弾性係数の高い方のエポキシ樹脂にて接着した BE2 が、M の約 90%となっている。弾性係数の低い方のエポキシ樹脂にて接着した BE1 が一体打ち M の 82%で、エポキシ樹脂を適用して打ち継いだ AE1 が最も剛性が低く一体打ち M の 65%であった。これらの結果から、コンクリートを打ち継ぐことにより荷重-CMOD 曲線から得られる剛性が低くなること、および打継、接着にかかわらず接合面のエポキシ樹脂層の存在によっても荷重-CMOD 曲線から得られる剛性が低くなることがわかる。この理由として、コンクリートを打ち継いだ場合の界面の引張剛性が一体打ち

表 4-9 破壊エネルギー試験結果

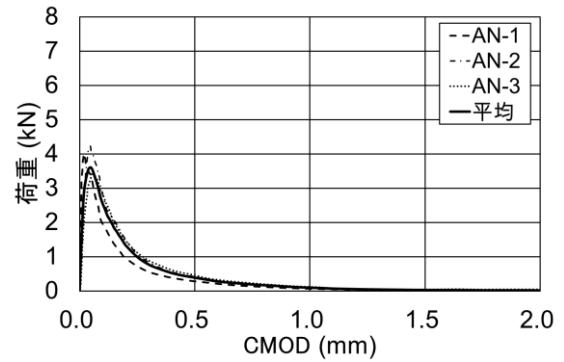
試験 ケース	破壊エネルギー (N/mm)	最大荷重 (N)	最大荷重時 CMOD (mm)	最大荷重 1/3 時 割線剛性 (kN/mm)	曲げ接着 強度*1 (MPa)
M (一体打ち)	0.182 (1.00)*2	4912 (1.00)	0.040	221 (1.00)	4.43
AN (打継)	0.095 (0.52)	3605 (0.73)	0.048	201 (0.91)	2.87
AE1 (打継, 樹脂 1)	0.090 (0.49)	3361 (0.68)	0.040	144 (0.65)	2.81
BE1 (接着, 樹脂 1)	0.289 (1.59)	6533 (1.33)	0.076	182 (0.82)	5.72
BE2 (接着, 樹脂 2)	0.229 (1.26)	6429 (1.31)	0.048	199 (0.90)	5.88

*1 曲げ（接着）強度は最大荷重を接合面の断面係数で除して求めた参考値

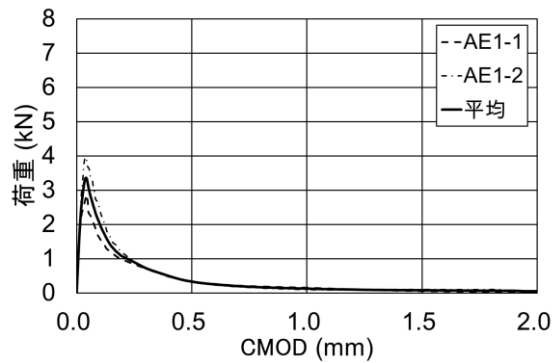
*2 () 内の数値は一体打ちケース M に対する比率を示す



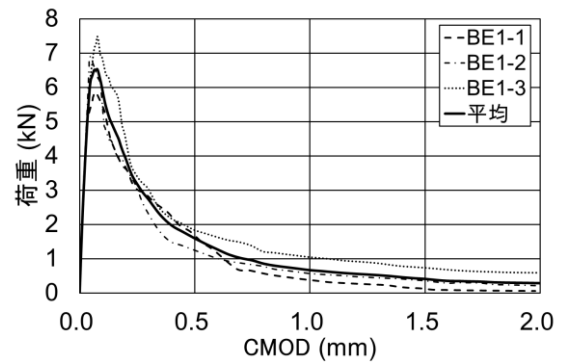
(a) ケース M (一体打ち)



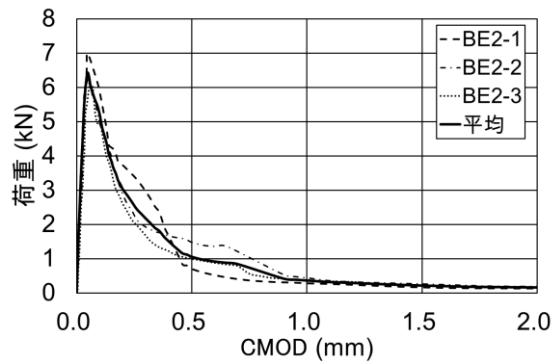
(b) ケース AN (打継, 接着剤なし)



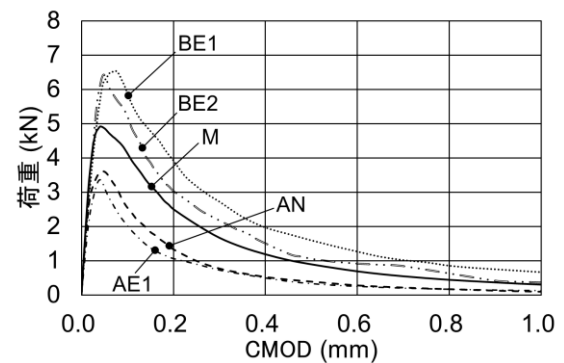
(c) ケース AE1 (打継用エポキシ樹脂タイプ 1)



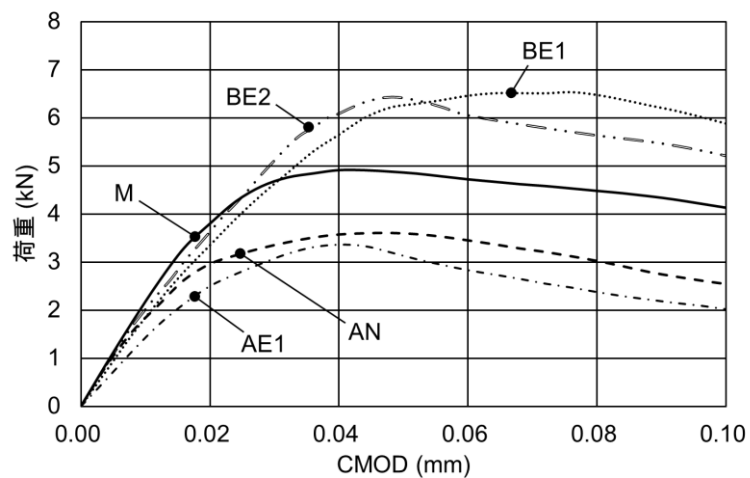
(d) ケース BE1 (接着用エポキシ樹脂タイプ 1)



(e) ケース BE2 (接着用エポキシ樹脂タイプ 2)



(f) 平均曲線の比較 1 (CMOD 1.0mm まで)



(g) 平均曲線の比較 2 (CMOD 0.1mm まで)

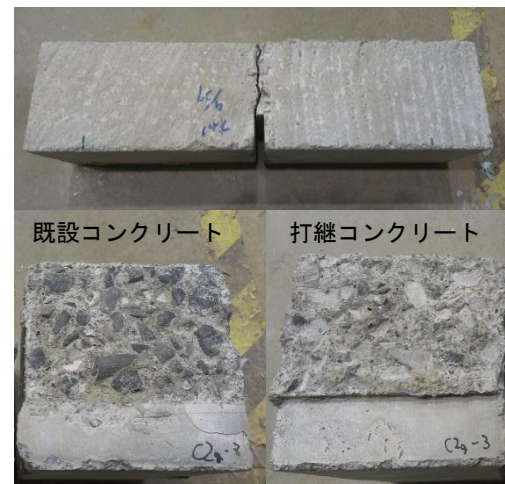
図 4-6 荷重－CMOD 曲線

と比較して低いこと，およびコンクリートより低い弾性係数のエポキシ樹脂層が変形しやすいことが考えられる．最大荷重の 1/3 割線剛性には差が見られたものの，剛性を算出した CMOD 0.01mm 程度の微小な変位における剛性低下率は最大で 35%（AE1）であった．

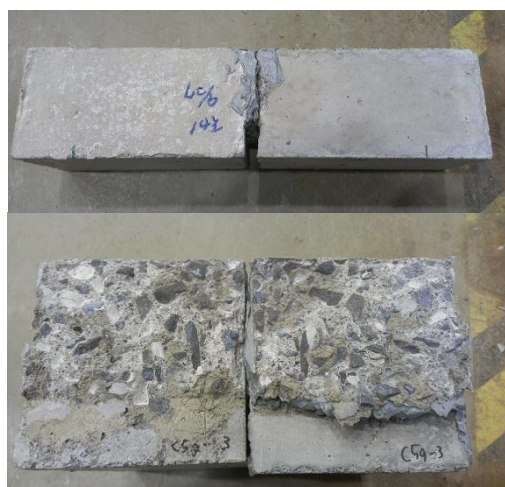
試験体の破壊状況を図 4-7 に示す．破壊形態に関しては曲げ試験と同様に，接着剤を適用しない AN は打継コンクリートと既設コンクリートの界面で，打継用エポキシ樹脂を適用した AE1 はエポキシ樹脂と打継コンクリートの界面で，弾性係数の高い方の接着用エポキシ樹脂を適用した BE2 は切欠きのコンクリート部で破壊した．弾性係数の低い方の接着用エポキシ樹脂を適用した BE1 は曲げ試験においてエポキシ樹脂がコンクリート断面内部で鉛直方向に破断したが（図 4-4 (c)），破壊エネルギー試験ではコンクリート部のみが破壊した．BE1 で破壊形態が異なった理由として，载荷方法の違いが考えられる．曲げ試験は 4 点载荷により実施し，エポキシ樹脂層を含む等曲げモーメント区間の変形が，比較的自由に生じやすい条件であったと考えられる．一方，破壊エネルギー試験は 3 点载荷により実施したため，荷重が接合面のエポキシ樹脂層に直接，線状に载荷され，エポキシ樹脂がコンクリート断面内部で鉛直方向に破断する変形が生じなかったと推察される．BE1 では曲げ試験と破壊形態が異



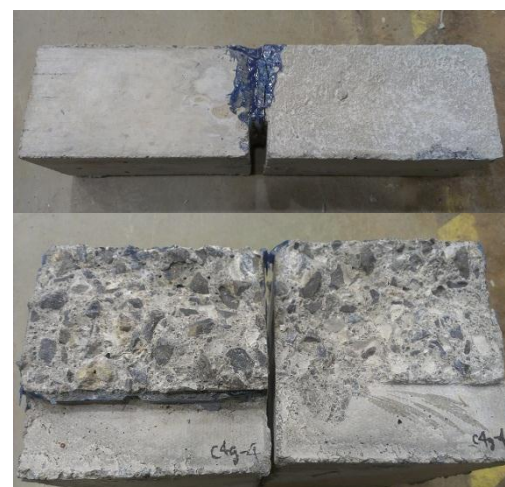
(a) ケース AE1



(b) ケース AN



(c) ケース BE1



(d) ケース BE2

図 4-7 破壊状況（写真上：試験体側面，写真下：破壊断面）

なったものの、最大荷重は曲げ試験の破壊荷重と同様に一体打ち **M** よりも高くなった。よって、曲げ試験で **BE1** の破壊荷重が高くなった理由は、曲げ試験で考察した破壊形態の違いによるひび割れ面積の増加に加えて、**BE2** と同様にエポキシ樹脂層の存在による変形の違いが考えられる。具体的には、エポキシ樹脂層が変形することにより、局所的な応力がエポキシ樹脂との接合面に集中し、コンクリート部に発生する応力が緩和された結果、破壊荷重が大きくなった可能性が考えられる。なお、破壊エネルギー試験からは、エポキシ樹脂の弾性係数の違いが最大荷重に与える影響は確認されなかったが、弾性係数の低いエポキシ樹脂を使用した **BE1** が、差は大きいものの靱性の高い挙動を示した。

4.3.3 引張軟化曲線

算出した引張軟化曲線を図 4-8 および図 4-9 に示す。図 4-8 では、解析結果の妥当性を検証するため、一体打ち **M** の結果を土木学会コンクリート標準示方書^{4.4)} および fib Model Code 2010 Final Draft^{4.9)} に規定される引張軟化曲線と比較した。その結果、一体打ち **M** は設計規準に近い曲線となることが確認された。

図 4-9 に示した引張軟化曲線を比較すると、接着剤を適用しない **AN** および打継用エポキシ樹脂を適用した **AE1** の結果は一体打ち **M** の包絡線内であり、前述の破壊エネルギー試験から推察できる結果となった。一体打ち **M** はひび割れ発生直後から引張応力が減少しているのに対し、接着用エポキシ樹脂を適用した **BE1** および **BE2** では、ひび割れ幅が 0.015mm 付近に達するまで引張応力は減少していない。この理由として、コンクリートより弾性係数の低いエポキシ樹脂層の存在が考えられる。解析モデルでは、1 本の仮想ひび割れをモデル化し、この仮想ひび割れが唯一の非線形挙動を表現する要素である。よって、エポキシ樹脂の伸び、コンクリートのひび割れ、およびエポキシ樹脂とコンクリート界面の微小な破壊は、すべて 1 つのひび割れ幅と評価される。そこで、接着剤が最大引張応力に達した後も十分な伸び能力を有していると仮定すると、図 4-9 に示す結果が得られると考えられる。すなわち、接着用エポキシ樹脂を適用した **BE1** および **BE2** とも一体打ち **M** に近い引張軟化曲線を示しているが、ひび割れ幅 0.015mm まではエポキシ樹脂の伸びが影響していると考えられる。また、0.015mm 以降は、コンクリートの破壊が支配的となり、結果として、一体打ち **M** と近い勾配の引張軟化曲線が得られた。ここで得られた引張軟化曲線は、第 6 章で述べるブラケット構造の FEM 解析における接合面モデル化の基礎データとして用いることとする。

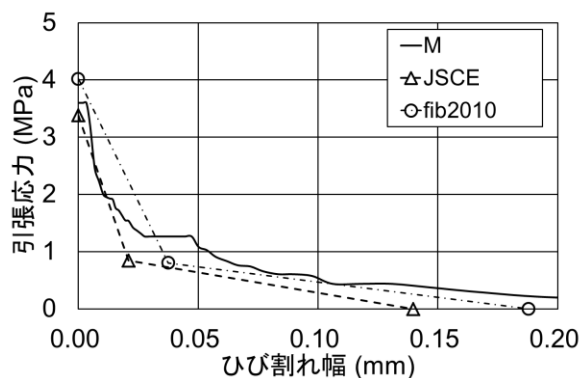


図 4-8 一体打ち **M** と設計規準の比較

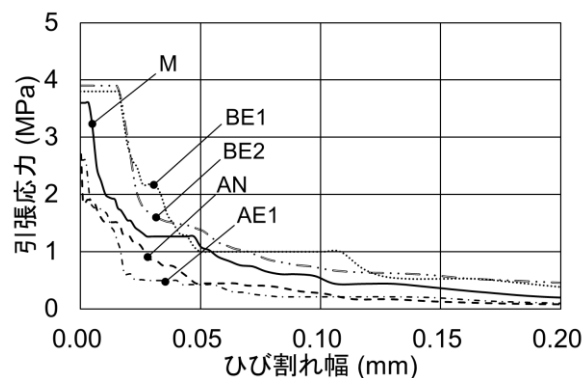


図 4-9 引張軟化曲線の比較

4.4 本章の結論

本章では、コンクリート接合面に接着剤を適用した時の接合部の基礎的な強度および破壊性状を明らかにすることを目的として、試験パラメータをコンクリートの接合方法（打継，接着）および適用する接着剤の種類とした曲げ試験および破壊エネルギー試験を実施した。また，破壊エネルギー試験結果より引張軟化曲線を推定した。これらの検討の結果，得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 表面処理を遅延剤による洗出しとした場合，打継ケースにおけるアクリル系ポリマーディスパージョンおよび接着ケースにおけるポリマーセメントグラウトは，曲げ接着強度が接着剤を適用しない打継ケースの強度と同等であり，本試験の範囲内では強度の改善効果が確認されなかった。この理由として，本試験の試験体は室内で製作し，打継処理は遅延剤洗出しにより実施したため，接合面に粉塵等の異物がなく，また粗度が高く，接着剤を適用しないケースの強度が高かったことを推察した。
- (2) 打継ケースにおけるエポキシ樹脂も同様に，曲げ接着強度は接着剤を適用しない打継ケースの強度と同等であり，強度改善効果が小さかった。破壊はエポキシ樹脂との界面である打継コンクリートのモルタル部で生じ，また，打継コンクリートの粗骨材は接着剤に触れていなかった。よって，破壊面の粗度が小さくなりアンカー効果が減少したが，エポキシ樹脂により接着力が増加した結果，曲げ接着強度は接着剤を適用しない打継ケースと同等となったと考えられる。
- (3) 接着ケースにおけるエポキシ樹脂は，一体打ちコンクリートと比較して最大荷重が，曲げ試験で 10%程度，破壊エネルギー試験で 30%程度大きくなった。曲げ試験と破壊エネルギー試験で載荷方法が異なるものの，両試験とも強度が大きくなる結果が得られたことから，載荷時にエポキシ樹脂層が変形することにより，局所的な応力がエポキシ樹脂との接合面に集中し，コンクリート部に発生する応力が緩和された結果，破壊荷重が大きくなった可能性が考えられる。
- (4) 2 種類のエポキシ樹脂を使用した接着ケースでは，その弾性係数の違いにより，曲げ試験では破壊性状が異なったが，破壊エネルギー試験では破壊性状に違いが見られなかった。曲げ試験では弾性係数の低い方で，より接合面に近い部分が破壊することが確認された。破壊エネルギー試験で破壊性状が同じであった理由として，載荷方法が曲げ試験と異なることが要因と推察した。
- (5) 曲げ試験では，試験体毎の曲げ接着強度の平均値に対するばらつきは，エポキシ樹脂を使用した打継ケースの 1 つで 30%程度であったものの，その他の打継ケースでは 10%以内，接着ケースで 5%以内であった。本試験ではばらつきの小さい結果が得られたものの，コンクリートそのものの強度が曲げ接着強度に影響すると考えられることから，実構造物の設計強度を設定する際は，コンクリートの強度のばらつきを適切に考慮する必要がある。コンクリート標準示方書によるコンクリート強度のばらつきを考慮する材料係数が 1.3 であること，および本試験でのばらつきが 10%以内であったことを考慮すると，本試験の範囲内では，設計における材料係数を 1.3 とし，30%程度のばらつきを見込んでおけば良いと考えられる。
- (6) 荷重－CMOD 曲線から最大荷重の 1/3 での割線剛性を算出した結果，一体打ちの剛性が最も高く，コンクリートを打ち継ぐこと，およびエポキシ樹脂層が存在することにより，剛性が低くなることが明らかとなった。この理由として，コンクリートを打ち継いだ場合の界面の引張剛性が一体打ちと比較して低いこと，およびコンクリートより低い弾性係数のエポキシ樹脂層が変形しやすいことが考えられる。
- (7) 1 本の仮想ひび割れをモデル化し，荷重－CMOD 曲線から引張軟化曲線を推定した。エポキシ樹脂

による接着ケースでは、最大引張応力に達した後、ひび割れ幅 0.015mm まではエポキシ樹脂の伸びが影響し、その応力を保持する結果となった。また、0.015mm 以降は、コンクリートの破壊が支配的となり、結果として、一体打ちと近い勾配の引張軟化曲線が得られた。

以上の得られた知見を踏まえ、提案するブラケットの基本構造および今後の検討方針を以下のとおりとした。

① ブラケットはプレキャスト製品を基本とし、接着剤はエポキシ樹脂とする。

コンクリートブロックをエポキシ樹脂にて接着したケースにおいて、一体打ちより高く、またばらつきの小さい強度が得られたことから、提案するブラケット構造はプレキャスト製品を既設桁にエポキシ樹脂にて接着する方法を基本とする。実構造物での施工性については、第 6 章の実物大試験の試験体製作時に一部検証する。ただし、本試験のみでは打継ケースにエポキシ樹脂を適用した際の効果が明らかとならなかったことから、第 6 章のブラケット構造の載荷試験では、既設コンクリートにエポキシ樹脂を塗布した後にブラケットコンクリートを打ち継ぐケースも設けることとする。

② 曲げ接着強度に関して、施工のばらつき、施工方向および寸法効果の影響を把握する。

本章では、限定された条件での試験結果しか得られておらず、特に、実構造物を想定した時の施工のばらつき、施工方向や寸法効果の影響で、曲げ接着強度が低下する可能性がある。これらの影響を把握するため、寸法および施工方向の異なるブラケット構造の載荷試験を実施する（第 6 章）。

③ エポキシ樹脂を適用した接合部の長期耐久性を確認する。

接着用エポキシ樹脂を適用した接合部は、一体打ちと同等以上の強度を有することが確認されたが、本研究の対象は外ケーブル補強工法に用いるブラケット構造であり、持続荷重が長期にわたり作用する構造である。よって、長期耐久性、特に持続荷重に対する安全性を検証する（第 7 章）。

④ ブラケット構造の解析における接合部は、設計規準に示される引張軟化曲線を基本とした 1 本の離散ひび割れによりモデル化する。

本章で得られた知見より、接合部の引張剛性は、エポキシ樹脂の弾性係数やコンクリート打継、接着にかかわらず、一体打ちコンクリートより低くなるものの、大きな差がないことがわかった。また、引張軟化特性は、接着ケースの場合、ひび割れ直後に多少の違いはあるものの、その後は一体打ちコンクリートと同様な曲線を示すことが明らかとなった。したがって、一体打ちコンクリートの引張軟化曲線を基本とし、本試験結果を踏まえてひび割れ直後の靱性を修正した引張軟化曲線を用いることにより、接合部の挙動を十分な精度で表現できる可能性があると考えられる。

参考文献

- 4.1) 日本規格協会： JIS A 1106 コンクリートの曲げ強度試験方法，2006.
- 4.2) 宮川豊章，六郷恵哲編：土木材料学，朝倉書店，2012.
- 4.3) 橘高義典，上村克郎，中村成春：コンクリート切り欠き試験体の曲げ試験によるひび割れ補修材料の評価，日本建築学会構造系論文報告集，第 432 号，pp.1-9，1992.
- 4.4) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書 設計編，2012.
- 4.5) 日本コンクリート工学会：JCI-S-001-2003 切欠きはりを有いたコンクリートの破壊エネルギー試験方法，2003.
- 4.6) 内田裕市：引張軟化曲線多直線近似解析ダウンロード用プログラム，
http://www.jci-net.or.jp/j/jci/study/jci_standard/kitsutaka_dl.html
- 4.7) 栗原哲彦，安藤貴宏，国枝稔，内田裕市，六郷恵哲：多直線近似法による引張軟化曲線の推定と短繊維補強コンクリートの曲げ破壊性状，土木学会論文集，No.532，V-30，pp.119-129，1996.
- 4.8) 国枝稔，川瀬貴行，鎌田敏郎，六郷恵哲：ひび割れ注入材の曲げ付着特性の評価に関する破壊力学的検討，土木学会論文集，No.669，V-50，pp.203-213，2001.
- 4.9) International Federation for Structural Concrete (fib): fib Model Code Final Draft, 2012.

第5章 炭素繊維シート埋込み定着部の強度に関する研究

5.1 本章の目的

第3章の検討より，CFRPをブラケットの引張補強材として適用した場合の補強効果が確認され，その破壊は，埋込み定着部のコーン状の剥離破壊であった．CFRP埋込み定着部の破壊形態として，コンクリートのコーン状の剥離破壊，コンクリートとエポキシ樹脂間またはCFRPとエポキシ樹脂間の付着破壊をともなう引抜き破壊，剥離破壊と付着破壊の混合破壊，およびCFRPの破断が考えられる．今回想定している鉄筋かぶり程度の埋込み長では，剥離破壊が支配的になると予測されるが，付着破壊をともなう引抜き破壊強度は，剥離破壊に対しどの程度強度を有しているかを把握する必要があると考えられる．そこで，本章では，CFRP埋込み定着部の基礎的な破壊性状を明らかにすることを目的として，剥離破壊，引抜き破壊各々の破壊を生じさせる条件での荷重試験を実施した．試験パラメータは，埋込み長，埋込み位置，CFRP種別，およびコンクリート強度とした．これらの荷重試験結果より，基礎的な剥離破壊強度および引抜き破壊強度を把握するとともに，第6章のブラケット構造の非線形FEM解析に用いる荷重－変位関係に関する検討を実施した．

5.2 試験概要

5.2.1 試験方法

試験方法および試験状況を図5-1および図5-2に示す．コンクリートの寸法は幅125mm，高さ200mm，長さ400mmとし，事前に想定した破壊荷重において，コンクリートに曲げひび割れが生じない断面寸法とした．また，コンクリートが急激に破壊しないようD13の鉄筋を2本配置した．CFRPの幅は荷重治具の制約から25mmとした．幅25mm当たりの破壊荷重を得るため，コンクリート全長に渡り，幅約3mmの切込みをコンクリートカッターにて設け，その深さをCFRPの埋込み長とした．埋込み部のコンクリート長手方向の幅は，本ブラケット構造を実構造物に適用する際のエポキシ樹脂充填性を考慮して20mmとし（図5-1），エポキシ樹脂は埋込み部の上方から流し込んで充填した．エポキシ樹脂の充填直後にエポキシ樹脂を含浸させたCFRPを設置し，温度20℃，湿度60%の恒温恒湿室で7日間養生した．荷重試験は室温20℃に設定した室内で実施した．

試験体は，M10ボルトおよび鋼製アングルにより引張試験機に固定し，剥離試験の荷重支間は300mm，引抜き試験の支間は30mmとした．なお，ボルト径は，ボルトの降伏荷重が3枚積層したCFRPの破断荷重の2倍となるよう決定した（安全率2）．剥離試験の荷重支間は，破壊に支点拘束の影響が生じ

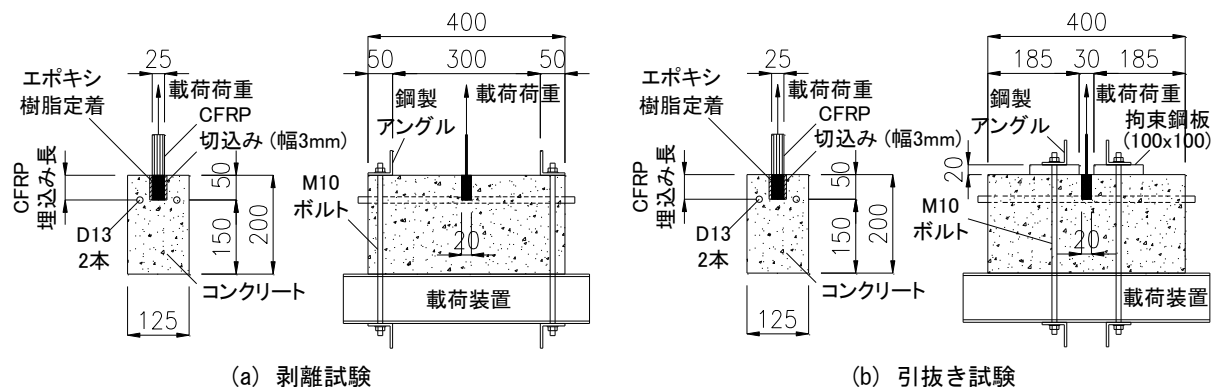


図5-1 試験方法（単位：mm）

ないように可能な限り長くすることとし、荷重装置の制約を踏まえて埋込み長 50mm の 6 倍とした。引抜き試験の荷重支間は、付着破壊を生じさせるため、ACI 355.4M-11^{5.1)} を参考に、埋込み部幅 20mm の 1.5 倍の 30mm とした。ただし、引張試験機の治具とボルトが干渉し、鋼製アングルを直接、支間 30mm に配置できなかったため、図 5-1 (b) に示す拘束鋼板を設置した。

荷重は変位制御で実施し、荷重荷重、CFRP 抜きし変位およびコンクリート変位を計測した。CFRP 変位は、埋込み部から高さ 25mm の位置に変位計測用アングルを取り付け、変位計により支点との相対変位を 2 点計測した (図 5-2)。

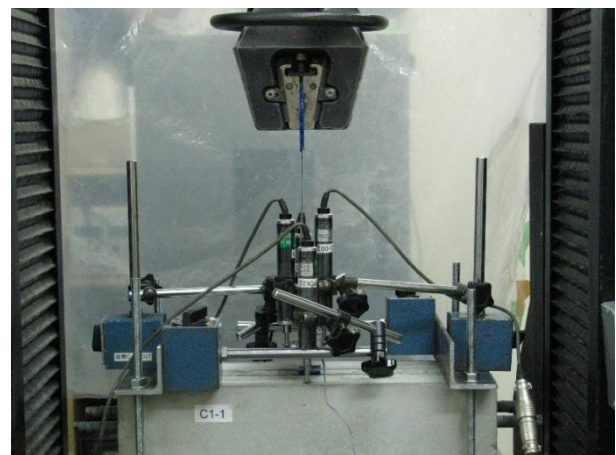


図 5-2 剥離試験状況

5.2.2 試験ケース

試験ケースを表 5-1 に示す。剥離試験には高強度タイプの CFRP (保証引張強度 3400MPa, 引張弾性係数 245GPa, 繊維目付量 300g/m²) を使用し、試験パラメータは、埋込み長、CFRP の埋込み位置 (図 5-3) およびコンクリート強度とした。埋込み長は 50mm を基本とし、25mm および 100mm のケースを設けた。コンクリートの目標圧縮強度は 30MPa および 50MPa と設定し、試験体数は各ケース 3 体とした。埋込み位置は、埋込み部の幅に対して CFRP

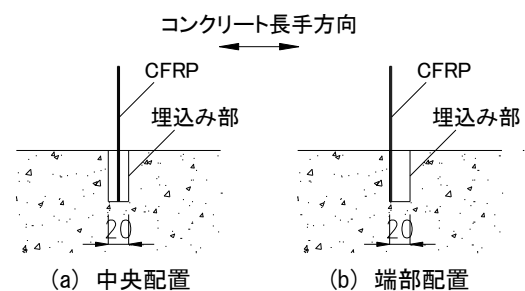


図 5-3 CFRP 埋込み位置 (単位 : mm)

表 5-1 試験ケース

試験ケース		埋込み長 (mm)	CFRP 種別 ^{*1} 積層枚数	埋込み位置	コン強度 ^{*2} (MPa)
剥離試験	C1	50	CFRP 1 枚	中央	30
	C2	50	CFRP 1 枚	中央	50
	C3	25	CFRP 1 枚	中央	30
	C4	100	CFRP 1 枚	中央	30
	C5	50	CFRP 1 枚	端部	30
引抜き試験	B1	50	CFRP 1 枚	中央	30
	B2	50	CFRP 3 枚	中央	30
	B3	50	St-CFRP 1 枚	中央	30
	B4	50	St-CFRP 3 枚	中央	30
	B5	50	CFRP 3 枚	端部	30
	B6	50	St-CFRP 3 枚	端部	30
	B7	25	CFRP 1 枚	中央	30
	B8	25	CFRP 1 枚	端部	30
	B9	100	CFRP 3 枚	中央	30

*1 CFRP : 高強度シート, St-CFRP : 高弾性ストランドシート

*2 コンクリートの目標圧縮強度

の厚さが薄いため、その位置の影響を把握するために設けたパラメータである。

引抜き試験では、前述の高強度タイプに加え、高弾性タイプ（保証引張強度 1900MPa、引張弾性係数 640GPa、繊維目付量 600g/m²）の CFRP を使用した。ここで、高弾性タイプには、事前に工場でエポキシ樹脂を含浸・硬化させたストランドをシート状に配置した CFRP（以下、St-CFRP）を選定し、CFRP の種別による影響を確認することとした。また、CFRP を 1 枚とした場合、埋込み長 50mm 以上では CFRP の破断が予測されたため、3 枚積層するケースを設けた。試験パラメータは、埋込み長、CFRP 種別、および埋込み位置とし、試験体数は各ケース 3 体とした。

5.2.3 使用材料

コンクリートの配合および試験日のコンクリートの強度試験結果（材齢 40 日）を表 5-2～表 5-4 に、使用した CFRP の特性を表 5-5 に、エポキシ樹脂の特性を表 5-6 に、エポキシ樹脂の主成分を表 5-7 に示す。なお、CFRP およびエポキシ樹脂の特性は、材料メーカーによる試験値である。

表 5-2 コンクリートの配合（C2 以外）

粗骨材の 最大寸法 G _{max} (mm)	スランプ sl (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad
15	15.0	58.0	4.5	46.6	174	300	842	985	3.30

表 5-3 コンクリートの配合（C2）

粗骨材の 最大寸法 G _{max} (mm)	スランプ sl (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad
15	15.0	41.0	4.5	38.6	192	468	623	1014	5.15

表 5-4 コンクリートの強度試験結果

	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
C2 以外	25.0	2.15	25.7
C2	48.1	2.42	31.3

表 5-5 CFRP の特性

	目付量 (g/m ²)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
CFRP	306	4700	265
St-CFRP	619	3090	731

表 5-6 エポキシ樹脂の特性

	硬化物比重	可使時間 (分)	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	引張せん断強度 (MPa)
CFRP 用樹脂	1.17	46	82	2.64	22
St-CFRP 用樹脂	1.45	44	75	3.84	24

表 5-7 エポキシ樹脂の主成分

種別	主成分
CFRP 用樹脂	主剤：ビスフェノール A 型エポキシ樹脂、ビスフェノール F 型エポキシ樹脂 硬化剤：変性脂肪族ポリアミン
St-CFRP 用樹脂	主剤：ビスフェノール A 型エポキシ樹脂、シリカ 硬化剤：変性脂肪族ポリアミン

5.3 試験結果および考察

5.3.1 剥離試験

剥離試験結果の一覧を表 5-8 に示す。なお、C4-2 に関しては、支点条件を変更して試験したため結果を示していない。破壊荷重に着目すると、試験体毎のばらつきは小さく、全てのケースにおいて、平均値に対する各試験体の結果の差は最大で 10% 程度であった。CFRP を端部に配置した C5 は、中央に配置した C1 より破壊荷重が小さくなった。端部配置により、両側のコンクリートに均等な力が作用しないことが理由と考えられるが、その影響は 15% 程度であった。

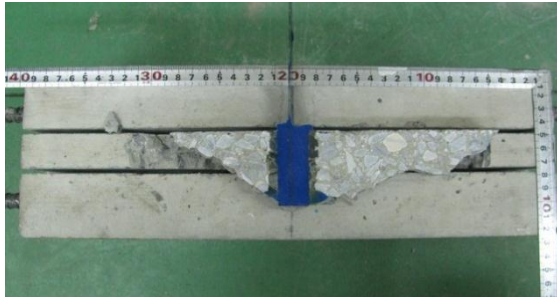
破壊面に着目すると、埋込み長 100mm の C4 を除き、接着系あと施工アンカー（以下、あと施工アンカー）のコーン破壊と類似したコーン状の破壊となった。各ケースの破壊状況を図 5-4 に示す。破壊面の水平面に対する角度は、全体的な傾向として埋込み下端付近で大きく、コンクリート表面に向かうに連れ小さくなり、埋込み下端付近での角度はおおよそ 30～35 度であった。なお、表 5-8 の比較上の破壊角度は、破壊面の水平長さと埋込み長から比較のために算出した角度で、実際の破壊角度ではない。C1 および C3 では、比較上の破壊角度にばらつきがあったが、この理由として、CFRP が試験体製作時に完全に中央に配置されず、左右均等に載荷できなかったことが挙げられる。埋込み長 50mm のケースでは、19.7 度の結果が多いが、これは破壊面が支点アングルに達した時の値である。よって、剥離破壊が支点拘束の影響を受けた可能性があるが、埋込み長 25mm で支点拘束の影響を受けなかった C3 の破壊角度と近いことから、埋込み長 50mm のケースにおいて、支点拘束は破壊荷重にほとんど影響しなかったと判断できる。一方、埋込み長 100mm の C4 では、図 5-4 (d) に示すようにひび割れが水平方向に進展し、コーン状の破壊にならなかった。よって、表 5-8 には破壊角度を示していない。埋込み長に対して支間長が短く、コーン状の破壊が生じるための支間長が確保できていなかったこと、および支点部がコンクリートの回転を拘束する構造ではなく、埋込み部下面付近にひび割れ発生した後は、コンクリートの回転変形が支配的になったことが理由と考えられる。よって、これらの条件を改善した適切な手法で載荷試験を実施すれば、コーン状の破壊を示し、今回得られた結果以上の強度となることが推察できる。

表 5-8 剥離試験結果

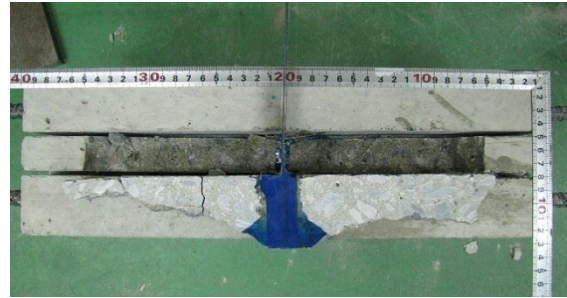
試験 ケース		配置, 埋込長	比較上の破壊角度*1 (度)				破壊荷重(kN)		破壊荷重計算値 (kN)	
			左	右	左右 平均	ケース 平均	各試験体	ケース 平均	破壊角度 45 度	破壊角度 35 度
C1	C1-1	中央 50 mm	25.5	19.7	22.6	22.2	6.2	5.9	3.9 (1.52)*2	5.5 (1.08)
	C1-2		19.7	29.1	24.4		6.2			
	C1-3		19.7	19.7	19.7		5.4			
C2	C2-1	中央 50 mm	19.7	19.7	19.7	19.7	7.7	7.2	5.4 (1.33)	7.7 (0.94)
	C2-2		19.7	19.7	19.7		6.9			
	C2-3		19.7	19.7	19.7		7.0			
C3	C3-1	中央 25 mm	17.4	11.8	14.6	19.0	3.1	3.4	1.9 (1.79)	2.8 (1.21)
	C3-2		21.0	22.6	21.8		3.3			
	C3-3		22.6	18.4	20.5		3.8			
C4	C4-1	中央 100 mm	-	-	-	-	8.8	8.7	7.8 (1.12)	11.1 (0.78)
	C4-3		-	-	-		8.6			
C5	C5-1	端部 50 mm	19.7	19.7	19.7	20.2	4.8	5.1	3.9 (1.30)	5.5 (0.92)
	C5-2		19.7	19.7	19.7		5.1			
	C5-3		22.6	19.7	21.2		5.3			

*1 破壊面の水平長さと埋込み長から比較のために算出した角度

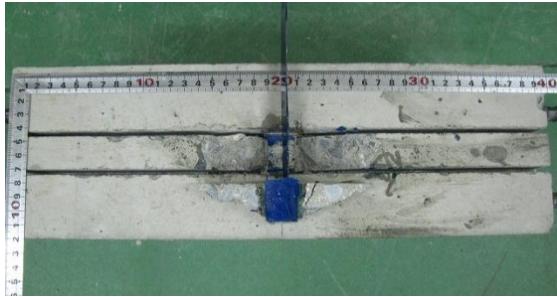
*2 試験での破壊荷重平均値に対する比率（試験結果／計算値）



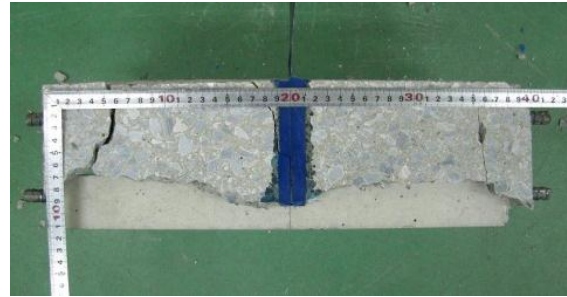
(a) C1 (埋込み長 50mm, 中央配置)



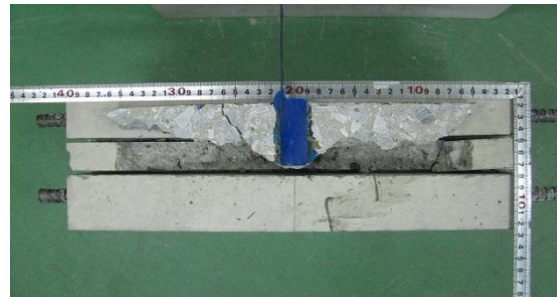
(b) C2 (埋込み長 50mm, 中央配置)



(c) C3 (埋込み長 25mm, 中央配置)



(d) C4 (埋込み長 100mm, 中央配置)



(e) C5 (埋込み長 50mm, 端部配置)

図 5-4 剥離試験破壊状況

表 5-8 に示した破壊荷重計算値は、あと施工アンカーのコーン破壊荷重算出式である式 (5-1)^{5.2)} を準用して求めた計算値である。破壊荷重と埋込み長の関係を計算値とともに図 5-5 に示す。

$$P_c = 0.31\sqrt{f'_c} \cdot A_c \quad (5.1)$$

ここで、

P_c : あと施工アンカーのコーン破壊荷重 (N)

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (MPa)

A_c : 破壊面の水平投影面積 (mm^2)

式(5.1)は、実際の破壊面積ではなく、破壊角度を 45 度とした時の水平投影面積に基づく式で、多くの試験結果の下限値が求まるよう定められた式である。そこで、式(5.1)を適用する際の破壊角度を 45 度とすると、CFRP 端部配置とした試験体も含め、全ての試験体について安全側の計算値となった。また、埋込み下端での角度を支配的な破壊角度と考え、破壊角度を 35 度と仮定すれば、試験結果の平均

値と計算値は比較的一致した。前述のとおり，埋込み長 100mm の C4 は実強度より低いと考えられ参考値であるが，その他のケースの破壊荷重は埋込み長とほぼ比例関係にあり，式(5.1)を適用して良いと考えられる。しかし，実構造物への適用に当たり，本試験では既設コンクリートのひび割れや劣化を考慮していないことに留意する必要がある。

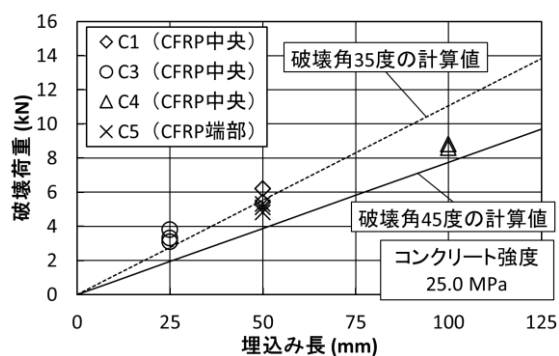


図 5-5 剥離破壊荷重と埋込み長の関係

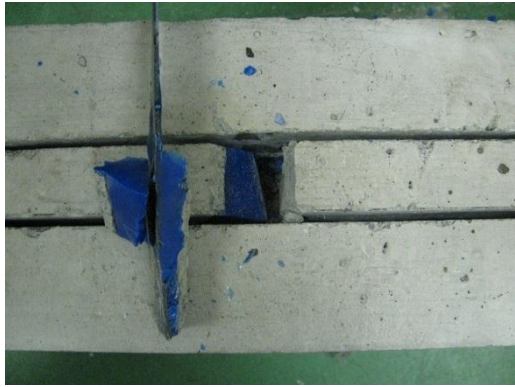
5.3.2 引抜き試験

引抜き試験結果の一覧を表 5-9 に示す。ここで，破壊荷重は最大荷重ではなく，ACI 355.4M-11^{5.1)}を参考に，荷重－変位曲線の勾配が最終段階で変化する点と定義した。なお，CFRP が破断した試験体は備考に記載し，製作時に CFRP を損傷した試験体は除外した。剥離試験と同様に，試験体毎のばらつきは小さく，全てのケースにおいて，平均値に対する各試験体の結果の差は最大で 10%程度であった。

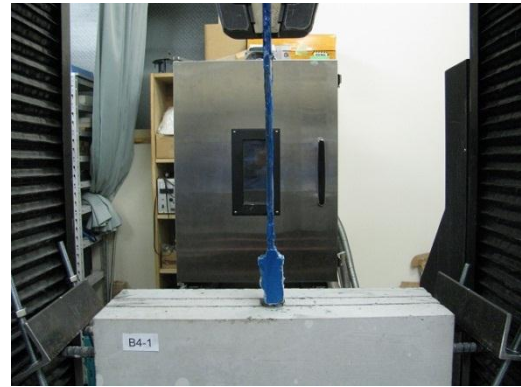
CFRP が破断せず付着破壊が生じたケースの破壊状況を図 5-6 に示す。ここで，図 5-6 (b) には試験終了時の状況を示し，図 5-6 (c) にはコンクリートの破壊状況を示した。なお，図 5-6 (c) に示したコンクリートの破壊は，B5 のみでなく，付着破壊が生じた全てのケースで起こった。コンクリートが破壊した要因については，後述する荷重－拔出し変位関係を踏まえて考察する。破壊形態は，CFRP を 3 枚積層した B2 で，図 5-6 (a) に示すようにコンクリートとエポキシ樹脂間の付着破壊に加え，CFRP

表 5-9 引抜き試験結果

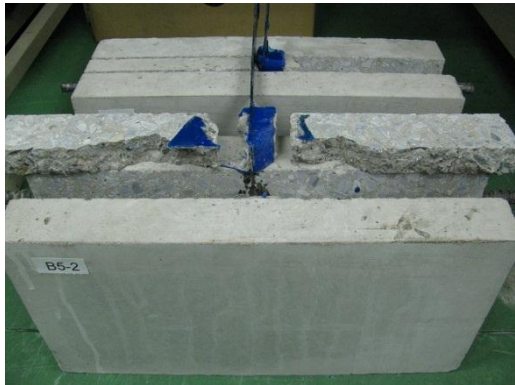
試験 ケース	CFRP 種別, 配置, 埋込み長	最大荷重 (kN)		破壊荷重 (kN)		破壊時 平均付着応力 (MPa)	備考
		各試験体	平均	各試験体	平均		
B1	B1-1	14.6	13.8	-	-	-	CFRP 破断
	B1-2	13.6		-		-	CFRP 破断
	B1-3	13.2		-		-	CFRP 破断
B2	B2-1	17.0	20.3	17.0	17.3	6.8	CFRP 層間剥離
	B2-2	21.6		17.5		7.0	CFRP 層間剥離
	B2-3	22.4		17.4		7.0	CFRP 層間剥離
B3	B3-1	12.0	11.8	-	-	-	St-CFRP 破断
	B3-2	12.1		-		-	St-CFRP 破断
	B3-3	11.2		-		-	St-CFRP 破断
B4	B4-1	19.5	19.5	18.4	18.7	7.4	
	B4-2	19.5		18.9		7.6	
B5	B5-2	20.9	22.0	15.6	16.3	6.2	
	B5-3	23.0		17.0		6.8	
B6	B6-2	20.2	19.8	15.7	15.9	6.3	
	B6-3	19.3		16.1		6.4	
B7	B7-1	10.9	9.7	10.9	10.9	8.7	
	B7-3	8.4		-		-	CFRP 破断
B8	B8-1	10.5	10.5	9.8	9.8	7.8	
	B8-2	10.1		9.0		7.2	
	B8-3	10.9		10.7		8.6	
B9	B9-1	24.2	23.6	21.4	21.3	4.3	
	B9-2	21.8		20.8		4.2	
	B9-3	24.8		21.8		4.4	



(a) B2 (CFRP, 埋込み長 50mm, 中央配置)



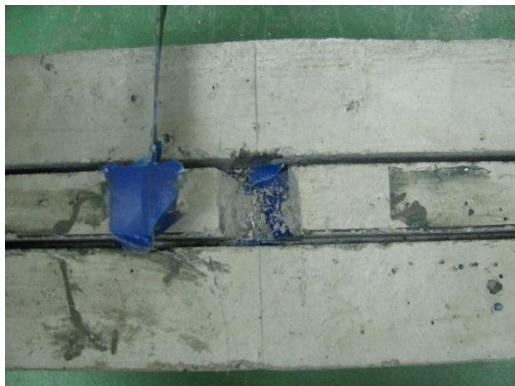
(b) B4 (St-CFRP, 埋込み長 50mm, 中央配置)



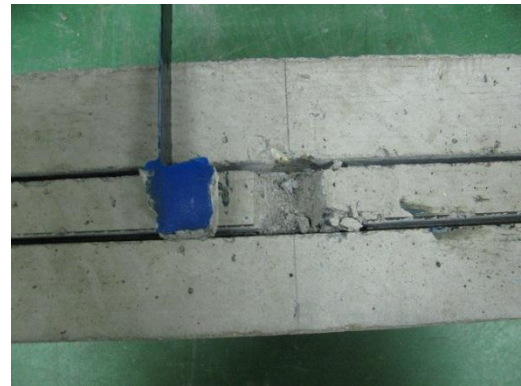
(c) B5 (CFRP, 埋込み長 50mm, 端部配置)



(d) B6 (St-CFRP, 埋込み長 50mm, 端部配置)



(e) B7 (CFRP, 埋込み長 25mm, 中央配置)



(f) B8 (CFRP, 埋込み長 25mm, 端部配置)



(g) B9 (CFRP, 埋込み長 100mm, 中央配置)

図 5-6 引抜き試験破壊状況

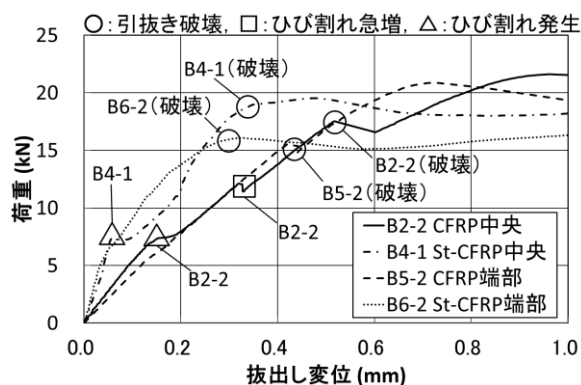


図 5-7 荷重－拔出し変位関係（埋込み長 50mm）

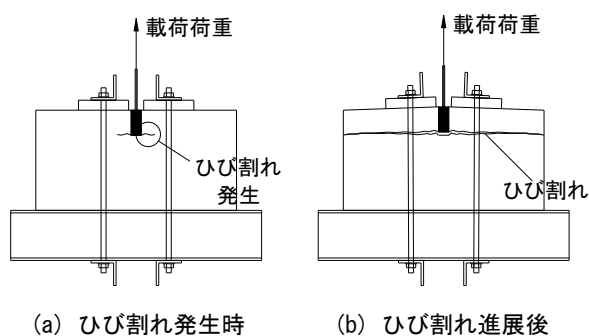


図 5-8 コンクリートの破壊過程

積層間の剥離およびエポキシ樹脂の破断が生じた。その他のケースは CFRP の剥離はほとんど生じず、大部分がエポキシ樹脂とコンクリート間の付着破壊であった。

引抜き破壊を生じたケースの中から、代表的な試験体の荷重－拔出し変位（以下、荷重－変位）曲線を図 5-7 に示す。B2-2 の荷重－変位関係に着目すると、3 つの勾配変化点が確認できる。最初の変化点（図 5-7 の△印）は、前項の剥離破壊荷重付近であり、コンクリートにひび割れが生じた点と考えられる（図 5-8 (a)）。その後、支点の拘束鋼板がコンクリートの浮上りを拘束し、コーン状の破壊は生じなかったが、回転変形は拘束されず、ひび割れが水平方向に進展した。そして、最終的に切込み間のコンクリートが他の部分から完全に剥離した（図 5-6 (c)、図 5-8 (b)）。その点が二番目の勾配変化点（図 5-7 の□印）と推察できる。なお、本試験ではコンクリートの変位を計測したが、この点で 0.5mm 程度の急激な浮上りが確認された。その後、安定した状態で荷重が増加し、最終的に付着破壊が生じた。図 5-6 (a) に示した破壊状況から判断すると、最後の勾配変化点（図 5-7 の○印、本研究で定義した破壊荷重）では、埋込み部片側の付着破壊が生じた可能性が高い。しかし、付着破壊面の凹凸のかみ合い効果により荷重が増加し、最終的に CFRP 積層間の剥離およびエポキシ樹脂の破断により破壊に至ったと推察する。なお、本試験ではコンクリートにひび割れが生じ、ひび割れ進展後（図 5-8 (b)）は、エポキシ樹脂層を含むコンクリートの曲げ変形による付加的な引張応力が付着面に作用したと考えられる。よって、純粋な付着破壊による引抜き強度はさらに高いと考えられる。

B2 と埋込み長および積層枚数を同条件とし、St-CFRP を使用した B4-1 の荷重－変位関係に着目すると、破壊荷重を判断するための勾配変化点が明確でない。この理由として、破壊形態が B2 と異なり、St-CFRP の層間剥離およびエポキシ樹脂の破断が生じず、両側の付着破壊が同時に起こり、その後、付着破壊面の凹凸によるかみ合い効果により荷重を保持した可能性が挙げられる。破壊形態が異なった原因としては、CFRP と St-CFRP では積層した場合の層間剥離強度が異なる可能性や、今回使用した材料の軸剛性（断面積×引張弾性係数）が異なることが考えられるが、本試験で得られた結果のみでは判断できない。なお、B4-1 においても、B2-2 で述べたコンクリートのひび割れの急増がコンクリートの変位測定結果から確認されたが、荷重－変位関係からは、明確な勾配変化が確認されなかった。

CFRP および St-CFRP を端部配置とした B5 および B6 は、中央配置とした B2 および B4 と比較して、引抜き破壊荷重が 10% 程度低下した。また、B5 では CFRP の層間剥離は生じなかった。端部配置としたことにより、埋込み部の片側に付着応力が集中したことが理由と考えられるが、剥離試験と同様に、破壊荷重への影響は比較的少なかった。埋込み長の異なるケースを比較するため、引抜き破壊荷重を

付着面積で除した平均付着応力を表 5-8 に示した。この平均付着応力と埋込み長の関係を図 5-9 に示す。埋込み長が長くなるにしたがい、平均付着応力は低下する傾向が確認できる。この要因として、付着応力が有効に発生する長さ（以下、有効付着長）が挙げられ、次項の拔出し変位で考察する。

最後に、埋込み長 100mm の B9 以外の引抜き破壊荷重は、前述の同条件の剥離破壊荷重の約 3 倍であった。よって、本研究のブラケット構造で想定している鉄筋かぶり程度の埋込み長では、既設桁の劣化、ひび割れがない状態で適切に施工された場合、埋込み部の破壊は剥離破壊に限定されると考えられる。

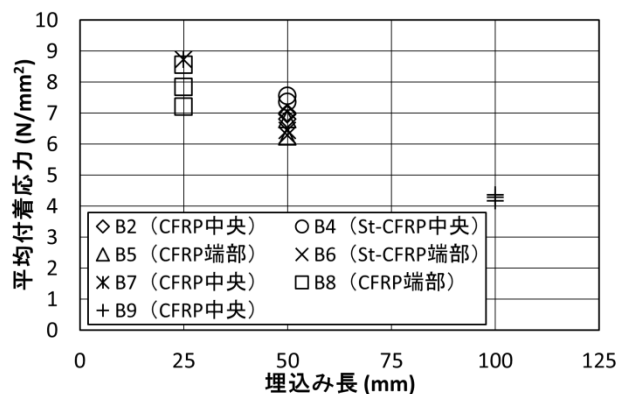


図 5-9 平均付着応力と埋込み長の関係

5.3.3 拔出し変位

前述の試験により、CFRP 埋込み部の破壊は、剥離破壊が支配的となることがわかった。提案するブラケット構造の挙動を FEM 解析により検証するためには、埋込み部の荷重－変位関係が必要となる。そこで、実構造への適用を想定している CFRP および St-CFRP を 1 枚使用したケースに着目し、荷重－変位関係より求めた初期剛性（試験値）と計算値を比較した結果を表 5-10 に示す。ここで、試験値は試験体毎に算出し、CFRP 種別および埋込み長が同じものを平均した。また、初期剛性は計算の便宜上、剥離破壊荷重の 1/2 程度の荷重を載荷した時の剛性とした。計算値の算出に仮定したモデルを図 5-10 に示す。CFRP 埋込み部に生じる応力は、あと施工アンカーの応力分布^{5.2), 5.3)}を参考とし、埋込み部下端に向かって直線で減少すると仮定した。付着応力が埋込み深さにわたり一定で、CFRP 下端の応力は 0 と仮定するものである。この仮定では、応力が 0 の CFRP 下端ではすべりが生じず、エポキシ樹脂層の変形は無視することとなる。コンクリートの変形は、ひび割れ前のコンクリートの剛性が面積の小さい CFRP と比較して高いことから無視することとした。以上の仮定に基づき、初期剛性を式 (5.2) により算出した。

表 5-10 荷重-拔出し変位初期剛性

種別、埋込み長	試験値 (kN/mm)	計算値 (kN/mm)	比率	該当ケース
CFRP 1 枚 25 mm	21.7	27.3	0.80	C3,B7 B8
CFRP 1 枚 50 mm	21.1	20.5	1.03	C1,C2 C5,B1
CFRP 1 枚 100 mm	18.0	13.6	1.32	C4
St-CFRP 1 枚 50 mm	78.8	91.5	0.86	B3

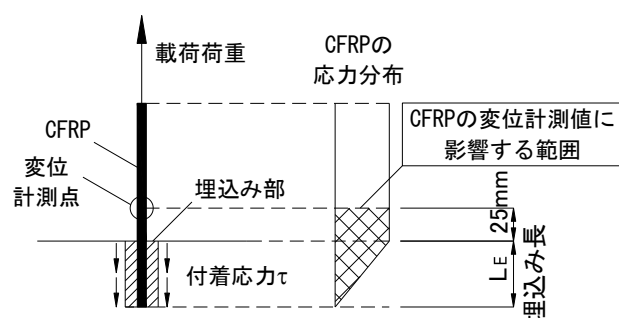


図 5-10 CFRP および埋込み部の応力分布

$$K_E = \frac{2A_{cf} \cdot E_{cf}}{L_E} \quad (5.2)$$

ここで、

K_E : 埋込み部の軸剛性 (kN/mm)

A_{cf} : CFRP の断面積 (mm^2)

E_{cf} : CFRP の弾性係数 (GPa)

L_E : CFRP の埋込み長 (mm)

なお、計算値には、埋込み部の剛性に加え、埋込み部上面から変位計測点までの 25mm 区間の自由部の剛性を考慮した。その結果、CFRP 50mm で試験値と計算値は良く一致した。CFRP 25mm では、試験値が計算値より 20% 小さくなった。図 5-10 で仮定したように、埋込み下端での CFRP の応力が 0 でなく、CFRP 下端ですべりが生じ、試験変位が大きくなった可能性が考えられる。一方、CFRP 100mm では試験値が計算値より 32% 大きくなったが、埋込み下端付近まで応力が発生していないことが主要因として考えられる。そこで、試験値に近い剛性が得られる有効付着長を算出すると 65mm であった。また、St-CFRP 50mm においては、試験値が計算値より 14% 小さかった。定性的には CFRP と比較して St-CFRP の剛性が高いため、有効付着長が 50mm よりも長くなったと推察される。なお、一般的な CFRP をコンクリート表面に接着する方法では、既往の研究により、CFRP の剛性が高いほど有効付着長が大きくなることが明らかとされており^{5.4)}、埋込み部に比較的厚いエポキシ樹脂層が存在する本試験でも同様な傾向が見られたと言える。

以上、試験値と計算値の差について考察したが、本試験の範囲では、試験値と計算値の差は最大で 30% 程度である。ただし、埋込み長が本試験の 25mm より短い場合や、埋込み部の幅が 20mm より長い場合、CFRP 下端でのすべりが無視できなくなり、エポキシ樹脂層の変形が影響を与える可能性があること、および本章の検討ではエポキシ樹脂層のポアソン効果の影響を無視していることを注記する。ここで示した計算値の妥当性は、ブラケット構造としての載荷試験および FEM 解析により検証する(第 6 章)。また、弾性係数の高い St-CFRP の剛性が、試験値、計算値とも CFRP と比較して 3 倍以上となっており、ブラケット構造の引張補強材として考えた場合、ひび割れ幅を抑制する効果があると考えられる。

5.4 本章の結論

本章では、CFRP 埋込み定着部の基礎的な破壊性状を明らかとすることを目的として、剥離破壊、引抜き破壊各々の破壊を生じさせる条件での載荷試験を実施した。試験パラメータは、埋込み長、埋込み位置、CFRP 種別、およびコンクリート強度とした。また、埋込み定着部の拔出し変位について試験データを初期剛性に着目して整理し、その計算値と比較した。これらの検討の結果、得られた主な知見を以下に示す。

- (1) CFRP 埋込み部の剥離破壊は、あと施工アンカーのコーン破壊と類似な性状を示した。あと施工アンカーのコーン破壊強度算出式を準用することにより、CFRP 埋込み部の剥離破壊強度を精度良く算出できることがわかった。計算上の破壊角度を 45 度とすれば、全ての試験体に対して安全側の計算値が得られた。ここで、埋込み長 50mm 以下の場合、本試験では支点拘束の影響を受けない CFRP 幅 25mm 当たりの剥離破壊強度が得られたと言える。一方、埋込み長 100mm の場合、十分な載荷支間長が確保されておらず、また、支点が回転を拘束できる構造でなかったことからコーン状の破壊とならなかったが、適切な条件で試験を実施すれば、さらに高い剥離破壊強度が得られると

考えられる。

- (2) 支点が回転を拘束できる構造でなかったため、引抜き試験の荷重－変位関係にその影響が見られた。引抜き試験では、支点の回転の影響によりエポキシ樹脂層を含むコンクリートの曲げ変形が生じ、付加的な引張応力が付着面に作用したと言え、純粋な付着破壊による引抜き強度はさらに高いと考えられる。埋込み長 50mm 以下の場合、引抜き破壊荷重は剥離破壊荷重の約 3 倍であり、第 3 章のブラケット構造の載荷試験において、埋込み定着部がコーン状に剥離破壊したと相違ない結果が得られた。したがって、本ブラケット構造で想定している鉄筋かぶり程度の埋込み長では、既設桁の劣化、ひび割れがない状態で適切に施工された場合、埋込み部の破壊は剥離破壊に限定されると考えられる。
- (3) 本試験では剥離破壊、引抜き破壊ともにばらつきの小さい結果が得られ、各ケースの平均値に対する各試験体の差は最大で 10% 程度であった。また、CFRP の埋込み位置を既設コンクリートに設けた溝の端部とした場合、中央とした場合と比較して剥離破壊荷重が 15% 程度、引抜き破壊荷重が 10% 程度低下した。埋込み位置を端部とすることで、CFRP を配置した側の付着応力が高くなり、付着応力が均等に作用しないことが要因と推察したが、その程度は大きくないと言える。
- (4) CFRP の種別が異なることにより、引抜き破壊性状に影響を与えたが、破壊荷重には影響を与えなかった。CFRP を 3 層積層した場合、CFRP の層間剥離が確認された。その他のケースでは、エポキシ樹脂とコンクリート間の付着破壊であった。また、引抜き破壊時の平均付着応力は、埋込み長の増加とともに減少した。CFRP の埋込み長との有効付着長が一致していないことが主要因と推察した。
- (5) 剥離破壊荷重以下の荷重－拔出し変位に着目し、剛性に関して整理した結果、試験値と計算値の差は最大で 30% 程度であり、比較的近い値となった。埋込み定着部の有効付着長は、一般的な CFRP 接着工法のそれと同様に CFRP の剛性が高いほど、長くなる可能性が示唆された。埋込み長が 25mm の場合、有効付着長が確保されておらず CFRP 下端ですべりが生じたと推察された。

以上の得られた知見を踏まえ、提案するブラケットの基本構造および今後の検討方針を以下のとおりとした。

① 使用する CFRP は高弾性ストランドシート (St-CFRP) を基本とする。

第 3 章のブラケット構造の予備載荷試験では、CFRP 種別の違いの影響は確認されなかったが、本章の検討により、CFRP の弾性係数が高いほど、埋込み定着部からの拔出し変位が小さくなり、ブラケット構造の引張補強材として考えた場合、ひび割れ幅の抑制効果が高いと考えられる。また、実構造物の施工を考えた場合、一般的な CFRP シートは現場でのエポキシ樹脂含浸、硬化を行った後に、埋込み定着する必要がある、施工手順が煩雑になるとともに作業日数が長くなる。一方、工場で含浸硬化するストランドシートは、現場でのエポキシ樹脂含浸作業が不要なため施工性が優れている。以上より、使用する CFRP は高弾性ストランドシートを基本とした。

② CFRP の埋込み位置は端部として設計することを基本とする。

本章の検討により、埋込み位置を端部とした場合、中央の場合と比較して 15% 程度、剥離破壊強度が低下することが明らかとなった。しかし、実構造物の施工性を考慮すると、ブラケット側面と埋込み定着部の端部が同じ平面上にあることが望ましい。また、施工誤差の観点からも、CFRP が埋込み定着部の中央に配置されると期待することは危険である。したがって、CFRP の埋込み位置は端部として

設計することを基本とした。

- ③ CFRP の埋込み長は 25mm 以上を原則とし、100mm までの範囲で可能な限り深くする。また、埋込み部の幅は 20mm 以下を原則とする。

CFRP 埋込み定着部は鉄筋かぶり程度の深さの場合、コーン状の剥離破壊が支配的であり、また引抜き破壊強度は剥離破壊強度の 3 倍程度以上あることが確認された。剥離破壊は水平投影面積を用いたあと施工アンカーの強度算出式にて精度良く算出できることが明らかになったことから、埋込み長が深いほど、高い強度が期待できると考えられ、埋込み長は可能な限り深くすることとした。ただし、埋込み長が一定の深さを超えると付着破壊に起因する引抜き破壊が生じると考えられるため、本章の検討範囲である 100mm を上限とした。また、埋込み長が 25mm 未満の場合や、埋込み部の幅が 20mm を超える場合、本章の検討の範囲を超え、CFRP の無視できないすべりやエポキシ樹脂層の変形が生じ、破壊メカニズムが異なる可能性がある。よって、新たな知見が得られるまでは、埋込み長 25mm 以上 100mm 以下、埋込み部の幅 20mm 以下を原則とする。

- ④ CFRP の埋込み定着部の長期耐久性を確認する。

前述のとおり埋込み定着部の短期強度は、あと施工アンカーの強度算出式を準用して設計して良いと考えられるが、本研究の対象は外ケーブル補強工法に用いるブラケット構造であり、持続荷重が長期に渡り作用する構造である。よって、長期耐久性、特に持続荷重に対する安全性を検証する必要がある（第 7 章）。

- ⑤ ブラケット構造の FEM 解析における CFRP 埋込み定着部は、荷重－拔出し変位の初期剛性の計算手法によりモデル化する。

仮定した CFRP 埋込み定着部の応力分布により、試験で得られた荷重－拔出し変位関係の初期剛性を一定の精度で算出できることが明らかとなった。しかし、仮定に基づく計算値であること、およびブラケット構造の引張補強材とした場合に異なる挙動を示す可能性があることから、ブラケット構造の載荷試験結果と比較検証することとする（第 6 章）。

参考文献

- 5.1) American Concrete Institute (ACI) : Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete (ACI 355.4M-11) and Commentary, 2011.
- 5.2) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010.
- 5.3) Ronald A. Cook, Jacob Kunz, Werner Fuchs, and Robert C. Konz: Behavior and Design of Single Adhesive Anchors under tensile Load in Uncracked Concrete, ACI Structural Journal, January-February, pp.9-26, 1998.
- 5.4) 佐藤靖彦，浅野靖幸，上田多門：炭素繊維シートの付着機構に関する基礎研究，土木学会論文集，No.648，V-47，pp.71-87，2000.

第 6 章 接着剤および炭素繊維を適用した外ケーブル定着ブラケット構造に関する研究

6.1 本章の目的

第 3 章の検討より，引張補強鋼材を配置しないブラケット構造および CFRP を引張補強材としたブラケット構造の基礎的挙動が明らかとなった．また，第 4 章，第 5 章では，コンクリート接合部に接着剤を適用した時の強度および CFRP 埋込み定着部の強度が要素試験により明らかとなった．本章では，接着剤および CFRP を適用したブラケット構造の強度および破壊メカニズムを明らかにすることを目的として，1/2 スケールの縮小モデル試験体および実物大試験体による載荷試験を実施した．縮小モデル試験の試験パラメータは，ブラケット構造の構築方法（プレキャストまたは場所打ち），接着剤の種類，CFRP 補強の有無，および施工方向とし，接着剤のみを適用した時の影響，接着剤と CFRP 補強の合成効果，施工方向に起因する強度のばらつき等を把握することとした．実物大試験の試験パラメータは，ブラケット構造の構築方法およびブラケットの橋軸方向寸法とし，実施工を想定した施工による強度のばらつき，および寸法効果の影響を検証することとした．これらの検討結果を踏まえ，ブラケット構造の破壊がどのように進行するか破壊シナリオを設定し，そのシナリオの検証を非線形 FEM 解析により実施した．

6.2 縮小モデル試験体載荷試験

6.2.1 試験概要

(1) 試験供試体

試験体の基本構造図を図 6-1 に示す．第 3 章の検討で打継面の表面処理をチップングとしたときの曲げ付着強度が 0.6～0.7 MPa 程度であったことを踏まえ，試験体寸法は幅 350 mm，高さ 250 mm，長さ 1000 mm，載荷高さ 100 mm とし，設計荷重作用時に曲げ応力が 0.7 MPa となるよう決定した．ここで，表面処理をチップングとしたときの曲げ付着強度を指標とした理由は，接着剤および CFRP 補強による強度の増加を期待するためである．試験体の縮小スケールは 1/2 とし，設計荷重作用時の外ケーブル荷重は 150 kN とした．実構造スケールでは，外ケーブル荷重は 600 kN であり，第 3 章の検討同

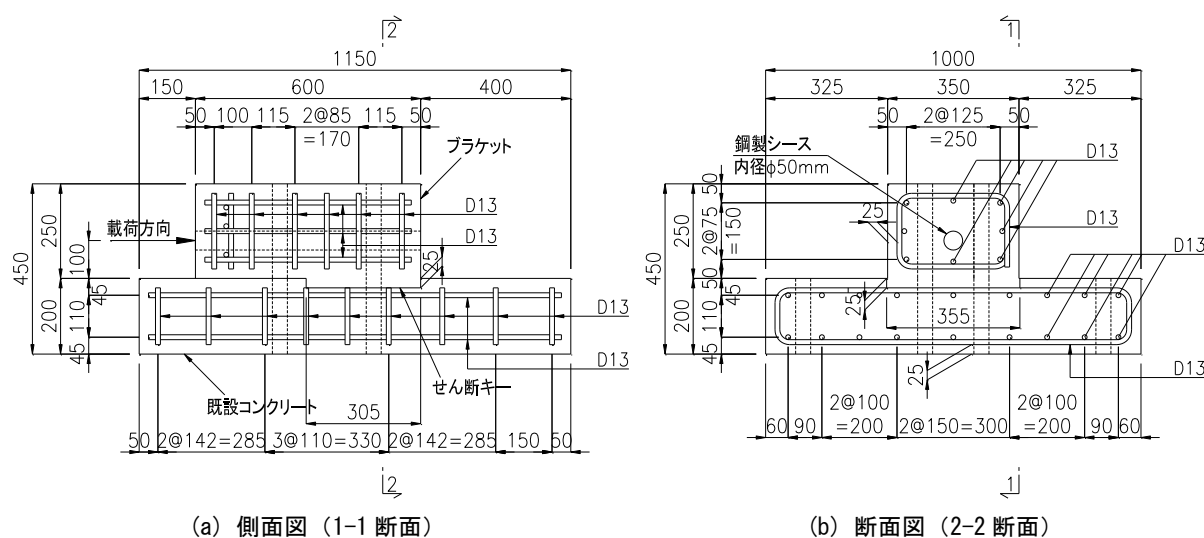


図 6-1 試験供試体の基本構造（単位：mm）

様、引張荷重 1000 kN の外ケーブルの使用を想定した。接合面以外での破壊を防ぐため、鉄筋量は実構造物と試験体の縮小スケールから定まる量より多くし、D13 の鉄筋をかぶり 25 mm, 基本間隔 100 mm で配置した。

(2) 試験ケースおよび載荷方法

試験ケースを表 6-1 に示す。ブラケットの構築方法は、コンクリート打継またはプレキャストブラケット接着とし、比較のため一体打ちのケースを設けた。ブラケットおよび既設コンクリートは、試験体製作の都合から、図 6-1 に示した側面図の上方から打設することを基本としたが、施工方向の影響を検討するため、接合面を鉛直にしてブラケットを打ち継ぐケース (C11)，および接合面を鉛直としてプレキャストブラケットを接着するケース (C12, C13) を設定した。C11～C13 の既設コンクリート、および C12, C13 のプレキャストブラケットは他のケースと同様に接合面を水平として打設した。プレキャスト接着ケースでは、接合面の方向にかかわらず、エポキシ樹脂の塗布後、接合面に平均 0.5 MPa の圧縮応力を M24 のボルト 4 本にて与え、3 日間の養生後にボルトを撤去し圧縮応力を解放した (図 6-2)。

接着剤には、第 4 章の破壊エネルギー試験で使用した打継用エポキシ樹脂を 1 種類、接着用エポキシ樹脂を 2 種類使用した。ここで、接着用タイプ 2 は、ストランドシート (以下、St-CFRP) 用のエポキシ樹脂を接合面の接着剤として適用したものである。これは、St-CFRP 用のエポキシ樹脂はコンクリート用の接着剤として強度を期待できることが第 4 章で確認され、この樹脂を接着剤として適用することにより、実施工において接合面への接着剤塗布と CFRP 埋込み定着部のエポキシ樹脂充填を同時に行うことが可能と考えられたためである。第 5



図 6-2 プレキャスト接着ケースの養生状況 (C13)

表 6-1 試験ケース

試験ケース	ブラケット構築方法	ブラケット施工方向	接着剤	CFRP補強	接合面角度 (度)	試験体数
C1	一体打ち	水平	— ^{*1}	—	—	載荷高100mm 2体, 150mm 1体
C2	打継	水平面	—	—	0 ^{*3}	載荷高100mm 2体, 150mm 1体
C3	打継	水平面	打継用タイプ1	—	0	載荷高100mm 2体, 150mm 1体
C4	接着	水平面	接着用タイプ1	—	0	載荷高100mm 2体, 150mm 1体
C5	接着	水平面	接着用タイプ2	—	0	載荷高100mm 2体, 150mm 1体
C6	打継	水平面	—	St-CFRP ^{*2}	0	載荷高100mm 2体, 150mm 1体
C7	打継	水平面	打継用タイプ1	St-CFRP	0	載荷高100mm 3体
C8	接着	水平面	接着用タイプ1	St-CFRP	0	載荷高100mm 3体
C9	接着	水平面	接着用タイプ2	St-CFRP	0	載荷高100mm 3体
C10	打継	水平面	打継用タイプ1	St-CFRP	6	載荷高100mm 3体
C11	打継	鉛直面	打継用タイプ1	St-CFRP	0	載荷高100mm 3体
C12	接着	鉛直面	接着用タイプ1	St-CFRP	0	載荷高100mm 3体
C13	接着	鉛直面	接着用タイプ2	St-CFRP	0	載荷高100mm 3体

*1 —は適用しないことを示す, *2 高弾性ストランドシート1層, *3 水平面に対する接合面の角度

章の検討結果より，CFRP には実構造への適用の基本とした高弾性タイプの St-CFRP を 1 層使用した．接着剤と CFRP の補強の合成効果を検証するため，接着剤のみを適用するケースおよび CFRP のみを適用するケースを比較のため設けた．

基礎的な破壊性状を把握するため，接合面の水平面に対する角度は 0 度を基本としたが，外ケーブル補強工法での対象の一つとなる PCT 桁橋はウェブ拡幅区間が存在するのが一般的であり，角度のあるウェブにブラケットを設置する事例が多い．現行の設計手法^{6.1)}では，載荷高さを外ケーブル定着位置の高さではなく，ブラケット中央部の接合面と外ケーブルの距離とし，平均的な高さにより曲げモーメントを算出し，その角度の影響を考慮している．既設 PCT 桁橋の一般的なウェブ拡幅角度は 3 度（勾配 1:20）程度以下であるため^{6.2)}，本試験では接合面の水平面に対する角度をその 2 倍の 6 度（勾配 1:10）としたケースを設定し，同様な考え方を適用できるかを検証することとした．

試験状況写真を図 6-3 に示す．試験体数は各ケース 3 体とし，載荷高さは 100 mm を基本とした．比較ケースの C1～C6 までは，試験体 3 体のうち，1 体の載荷高さを 150 mm とし，第 3 章の検討と同様に，せん断スパン比（載荷高さ / 接合面長さ）の影響を確認することとした．既設コンクリート



図 6-3 試験状況

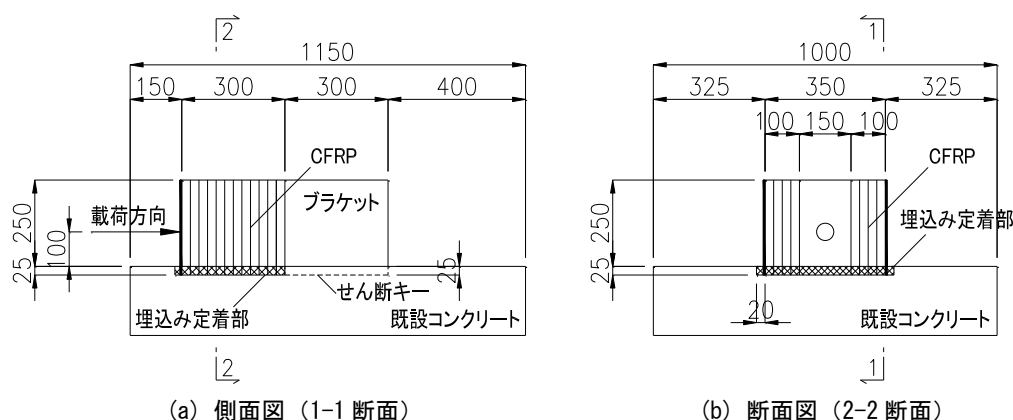


図 6-4 CFRP による補強方法（単位：mm）

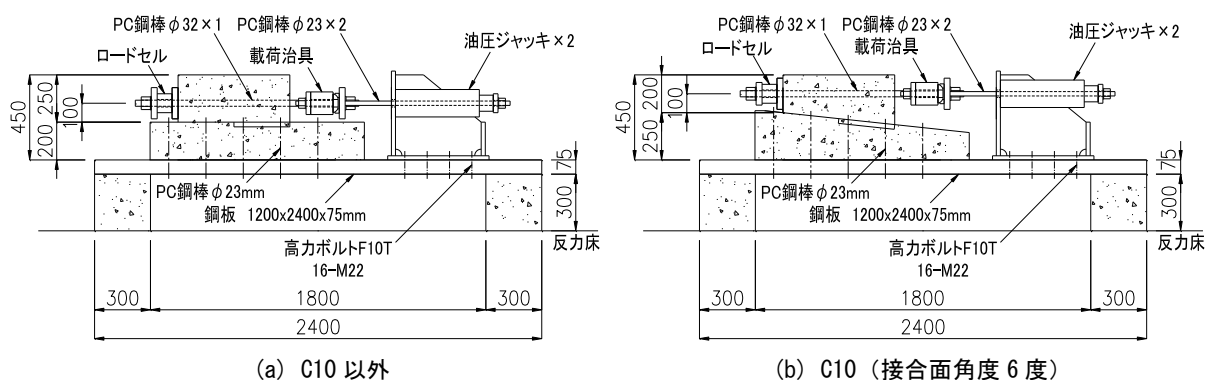


図 6-5 載荷方法（単位：mm）

の接合面の表面処理は、電動式多針たがねにより実施し、表面の凹凸は2～3 mm程度とした。プレキャストブラケットの接合面の表面処理は、実施工においても工場製品となることから、表面の凹凸が2～3 mmとなる遅延剤の洗出しとした。せん断キーは接合面が曲げモーメントを受けた際の圧縮側に配置し、形状は幅350 mm、長さ300 mm、深さ25 mmとし、第3章の検討結果より、せん断キーの端部にはハンチを設けないこととした。

CFRPによる補強方法を図6-4に示す。CFRPはブラケットの側面に加え、載荷に影響のない範囲で、載荷面にも配置することとした。また、第5章の検討結果を踏まえ、埋込み定着部の寸法は幅20 mm、深さ25 mmとし、CFRPの埋込み位置は、埋込み定着部の剥離強度が最も低いと考えられるブラケットに近い端部配置とした。載荷試験はCFRPの施工7日後に、第3章で採用した載荷装置を用い、引張載荷にて実施した（図6-5）。

(3) 使用材料

コンクリートの配合および載荷試験日の材料試験結果を表6-2、表6-3に、使用した鉄筋、PC鋼棒およびCFRPの特性値を表6-4に、エポキシ樹脂の特性値を表6-5に示す。

表 6-2 コンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 G _{max} (mm)	スランプ sl (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad
20	12.0	47.3	4.5	48.0	145	307	912	1000	4.45

表 6-3 コンクリート材料試験結果

ケース	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	曲げ強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
C1	55.6	3.30	6.05	34.7
C2	56.9	3.17	7.10	36.6
C3	58.0	3.05	7.37	37.0
C4	43.8	2.60	6.51	32.9
C5	53.5	3.19	6.67	34.8
C6	58.0	3.05	7.37	37.0
C7	51.3	2.87	7.45	34.9
C8	58.1	3.33	7.13	35.9
C9	58.1	3.33	7.13	35.9
C10	50.0	3.26	8.00	34.5
C11	51.8	3.03	7.97	35.8
C12	49.7	2.62	7.06	35.0
C13	48.2	2.71	7.34	34.0

表 6-4 鉄筋、PC鋼棒、CFRPの特性値

	仕様	降伏点 (MPa)	引張 強度 (MPa)	弾性 係数 (GPa)
鉄筋	SD345, D13	413	556	—
PC鋼棒	B種2号 φ23mm	1230	1240	204
CFRP	高弾性 ストランド 600g/m ² 目付	—	3090	731

表 6-5 エポキシ樹脂の特性値

	主成分	硬化物 比重	可使時間 (分)	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	引張せん断 強度 (MPa)
打継用 タイプ1	主剤：ビスフェノール A 型エポキシ 樹脂、炭酸カルシウム粉末 硬化剤：変性脂肪族ポリアミン	1.40	36	86	2.57	17
接着用 タイプ1	主剤：ビスフェノール A 型エポキシ 樹脂、シリカ 硬化剤：変性脂肪族ポリアミン、 シリカ	1.61	60	52	2.61	18
接着用 タイプ2、 St-CFRP用	主剤：ビスフェノール A 型エポキシ 樹脂、シリカ 硬化剤：変性脂肪族ポリアミン	1.45	129	81	4.46	23

(4) 測定項目

計測器の配置を図 6-6 に示す。測定項目は、鉛直変位 10 点、水平変位 4 点、および CFRP のひずみ 8 点とした。変位はブラケットに変位計測用アングルを取り付け、既設コンクリートからの相対変位を測定した。先に試験を実施したプレキャストブラケット接着ケースでは、接合面から 25 mm を下端に鉛直方向 50 mm の間隔で配置したひずみゲージにより CFRP ひずみを計測したが、ほとんどひずみが生じず有意なデータが得られなかった。そのため、場所打ちブラケット打継ケースでは、下端のひずみゲージ位置を接合面から 10 mm に変更したが、こちらも有意なひずみが計測できなかった。荷重はロードセルにより、ブラケットに作用する荷重を計測した。

6.2.2 試験結果および考察

(1) 破壊強度および破壊性状

試験結果の一覧を表 6-6 に示す。最大荷重は、破壊まで載荷した試験体は破壊荷重を、載荷時にモニターした荷重－鉛直変位関係より破壊の兆候が見られた時点で載荷終了した試験体は、その時の荷重を示した。曲げ強度は、最大荷重に載荷高さを乗じ算出した接合面に作用する曲げモーメントを用いて、はり理論により算出し、ここでは、打継面の付着破壊、接合面の接着破壊、CFRP 埋込み定着部の剥離破壊を含めてすべて曲げ強度と呼ぶこととした。比較ケースの接着剤および CFRP を適用しない C2 を除き、すべての試験体で設計荷重 150 kN の 2 倍以上の耐荷力が得られた。

載荷高さを試験パラメータとした C1～C6 のうち、接着剤を適用せずコンクリートを打ち継いだ C2、打継用エポキシ樹脂を適用した C3、および接着用タイプ 2 エポキシ樹脂を適用した C5 で、載荷高さ 150 mm の試験体が、100 mm の試験体と比較して 1.5～2.0 倍の高い曲げ強度であった。この要因として、第 3 章で考察した接合面中央部でのせん断キーの接触による回転変形の幾何学的拘束(図 3-14 (b))が考えられ、載荷高さが大きいほど回転の影響が大きく、拘束の影響が顕著になった可能性がある。試験体数が各ケース 1 体と少なく、本試験結果のみではその影響を定量化することは困難であること、および曲げ強度が低くなり安全側の評価となることから、曲げ強度の平均値は、載荷高さ 150 mm の結果を除外して算出した。

比較の基準とする一体打ち C1 の曲げ強度の平均値は 2.18 MPa であり、第 3 章の一体打ちの結果 2.08 MPa と相違ない結果であった。なお、表 6-3 に示したコンクリートの引張強度 (3.30 MPa) とコンクリート標準示方書の一体打ちコンクリート曲げ強度算出式^{6.3)}から求まる曲げ強度は 2.27 MPa であり、こちらもほぼ同等の強度となり、せん断スパン比が小さいことの曲げ強度への影響は確認されなかつ

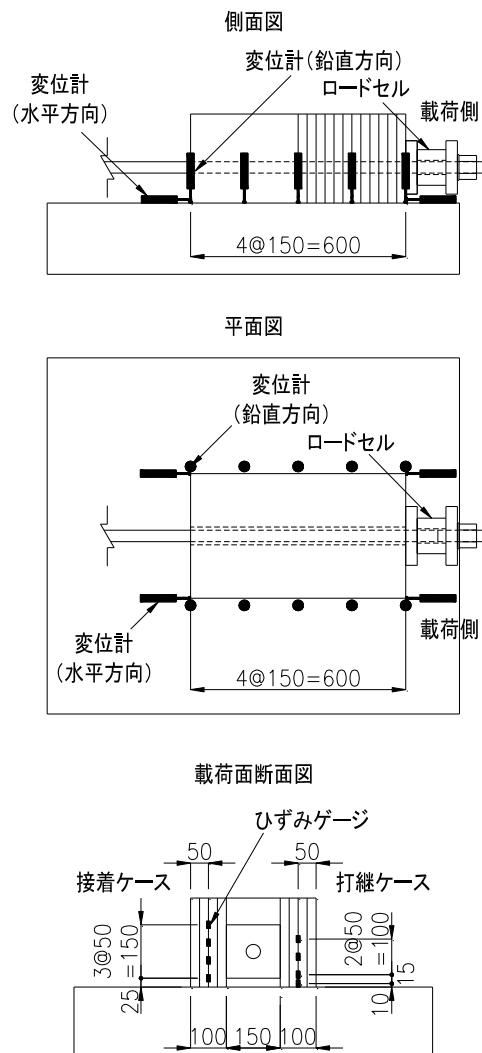


図 6-6 計測器配置図 (単位 : mm)

表 6-6 試験結果一覧

ケース	試験体	試験パラメータ						最大荷重 (kN)	曲げ強度(MPa)		破壊性状 または備考
		構築方法	施工方向	接合面 接着剤	CFRP 補強	接合面 角度 (度)	載荷高 (mm)		個別	平均*1	
C1	C1-1	一体 打ち	水平	—	—	0	100	485	2.31	2.18 (1.00)*2	①一体打ち曲げ破壊
	C1-2						100	431	2.05		①一体打ち曲げ破壊
	C1-3						150	387	2.76		①一体打ち曲げ破壊
C2	C2-1	打継	水平面	—	—	0	100	127	0.60	0.58 (0.27)	②付着+せん断キー破壊
	C2-2						100	113	0.54		②付着+せん断キー破壊
	C2-3						150	201	1.44		②付着+せん断キー破壊
C3	C3-1	打継	水平面	打継用 タイプ 1	—	0	100	376	1.79	1.78 (0.82)	③既設側破壊
	C3-2						100	371	1.77		③既設側破壊
	C3-3						150	381	2.72		③既設側破壊
C4	C4-1	接着	水平面	接着用 タイプ 1	—	0	100	456	2.17	2.11 (0.97)	③既設側破壊
	C4-2						100	431	2.05		・破壊前に載荷終了
	C4-3						150	316	2.26		③既設側破壊
C5	C5-1	接着	水平面	接着用 タイプ 2	—	0	100	417	1.99	1.83 (0.84)	③既設側破壊
	C5-2						100	351	1.67		③既設側破壊
	C5-3						150	424	3.03		③既設側破壊
C6	C6-1	打継	水平面	—	St- CFRP	0	100	351	1.67	1.58 (0.72)	④付着+剥離破壊
	C6-2						100	313	1.49		④付着+剥離破壊
	C6-3						150	217	1.55		④付着+剥離破壊
C7	C7-1	打継	水平面	打継用 タイプ 1	St- CFRP	0	100	460	2.19	2.19 (1.00)	⑤既設側破壊+剥離破壊 1
	C7-2						100	452	2.15		・破壊前に載荷終了
	C7-3						100	470	2.24		⑤既設側破壊+剥離破壊 1
C8	C8-1	接着	水平面	接着用 タイプ 1	St- CFRP	0	100	500	2.38	2.19 (1.00)	⑥既設側破壊+剥離破壊 2
	C8-2						100	453	2.16		・破壊前に載荷終了
	C8-3						100	427	2.03		・破壊前に載荷終了
C9	C9-1	接着	水平面	接着用 タイプ 2	St- CFRP	0	100	533	2.54	2.38 (1.09)	⑥既設側破壊+剥離破壊 2
	C9-2						100	501	2.39		・破壊前に載荷終了
	C9-3						100	462	2.20		・破壊前に載荷終了
C10	C10-1	打継	水平面	打継用 タイプ 1	St- CFRP	6	100	478	2.28	1.87 (0.86)	⑤既設側破壊+剥離破壊 1
	C10-2						100	372	1.77		⑤既設側破壊+剥離破壊 1
	C10-3						100	327	1.56		⑤既設側破壊+剥離破壊 1
C11	C11-1	打継	鉛直面	打継用 タイプ 1	St- CFRP	0	100	399	1.90	2.10 (0.96)	⑦接着破壊+剥離破壊
	C11-2						100	506	2.41		⑦接着破壊+剥離破壊
	C11-3						100	417	1.99		⑦接着破壊+剥離破壊
C12	C12-1	接着	鉛直面	接着用 タイプ 1	St- CFRP	0	100	489	2.33	2.26 (1.04)	・破壊前に載荷終了
	C12-2						100	554	2.64		⑥既設側破壊+剥離破壊 2
	C12-3						100	382	1.82		⑦接着破壊+剥離破壊
C13	C13-1	接着	鉛直面	接着用 タイプ 2	St- CFRP	0	100	502	2.39	2.52 (1.16)	⑥既設側破壊+剥離破壊 2
	C13-2						100	552	2.63		・破壊前に載荷終了
	C13-3						100	536	2.55		・破壊前に載荷終了

*1 載荷高 100 mm の結果の平均値, *2 C1 に対する比率 (曲げ強度比)

た、曲げ強度平均値の C1 に対する比率 (以下、曲げ強度比) に着目すると、接着剤を適用せずコンクリートを打ち継いだ C2 は 0.27 であり、こちらも第 3 章での検討と同等の結果が得られた。打継用エポキシ樹脂を適用した C3 の曲げ強度比は 0.82 であり、エポキシ樹脂を適用しない C2 と比較すると曲げ強度の改善効果が大きかったことがわかる。第 4 章の検討では、打継用エポキシ樹脂による強度改善効果が確認されなかった点について、表面処理を遅延剤の洗出しとし接着面の粗度が高かったことを理由の一つとして考察した。本章の試験体で採用した電動式多針たがねによる表面処理は、遅延剤

の洗出しと比較して粗度が低く、エポキシ樹脂の接着力による強度改善効果が表れたと考えられる。一方、種類の異なる接着用エポキシ樹脂を適用した C4, C5 は、曲げ強度比がそれぞれ 0.97, 0.84 であり、一体打ちの同等以下の強度となった。第 4 章の曲げ試験における同樹脂を使用した接着ケースの曲げ強度は、一体打ちと比較して 15% 程度高かったが、本試験では異なる結果が得られた。第 4 章の検討は 4 点载荷で実施したため接合部に曲げモーメントのみ作用したが、本試験では曲げモーメントに加えせん断力が作用し、見かけの曲げ強度が減少したことが要因の一つとして挙げられ、エポキシ樹脂を適用した接合面が、一体打ちと比較して、よりせん断力の影響を受けたことが示唆される。

CFRP 補強のみを適用した C6 は曲げ強度比が 0.72 であり、CFRP 補強以外は同条件の C2 の 0.27 と比較して強度が高く、その差が CFRP の補強効果による強度と考えられる。接着剤および CFRP 補強を適用した C7~C9 は破壊まで载荷しなかった試験体が多いものの、CFRP を適用しない C3~C5 と比較して強度が高くなり、接着剤と CFRP 補強に合成効果があったことがわかる。また、C7~C9 の強度は一体打ちと同等以上であり、前述のせん断力の影響で接合面の強度が低下した分は CFRP 補強により補完されたと考えられる。接合面に角度を設けた C10 は、角度のない C7 と比較して強度が 14% 低下した。C10 の载荷高さは 100 mm (図 6-5 参照) であるが、接合面の角度によりブラケット中央での実質高さは 131 mm と 1.3 倍であり、その影響により見かけの強度が低下したと言える。曲げ強度を算出する際の载荷高さを 131 mm と仮定すると、曲げ強度は 2.45 MPa (曲げ強度比 1.12) となり、角度のない C7 と同等以上と評価できる。曲げ強度比が C7 より高くなった理由として、载荷高さ 150 mm での強度増加要因として推察したせん断キー接触による回転変形の幾何学的拘束が考えられる。すなわち、実質高さが 131 mm であったため、载荷高さ 100 mm の C7 よりも強度が高くなった可能性がある。なお、CFRP 補強を適用せず打継用エポキシ樹脂を適用した C3 では、载荷高さ 150 mm の時の曲げ強度が 2.72 MPa (C3-3) であり、実質高さが 131 mm となる C10 は CFRP 補強を適用しているが、この 90% 程度の強度であった。

接合面を鉛直として試験体を製作した C11~C13 は、接合面を水平とした C7~C9 と大差ない結果が得られ、本試験の範囲内では施工方向は強度に影響を与えなかったと言える。以上の結果より、本試験の条件下においては、ブラケット構造に接着剤を適用することにより一体打ちの 80~90% 程度の強度が、CFRP 補強により同 70% 程度の強度が、接着剤と CFRP 補強を併用することにより同 100~110% 程度の強度が期待できることが明らかとなった。

破壊性状に着目すると、表 6-6 に示した 7 つのパターンに分類できる。代表的な試験体の破壊状況を図 6-7 に示し、それらの特徴を以下に述べる。

① 一体打ち曲げ破壊 (図 6-7(a))

一体打ち C1 で見られた破壊で、ブラケットの引張縁にひび割れが生じ、そのひび割れが既設コンクリート内に進展し最終的に回転した。

② 付着+せん断キー破壊 (図 6-7(b))

接着剤を適用せずにブラケットを打ち継いだ C2 で見られた破壊で、接合面が曲げモーメントを受けた際の引張側は打継面の付着破壊、圧縮側はブラケットのせん断キー部が破壊した。なお、第 3 章の引張载荷試験における同条件の試験体も同様な破壊性状であった。

③ 既設側破壊 (図 6-7(c))

接着剤のみ適用した C3~C5 で見られた破壊で、ブラケットがエポキシ樹脂層および既設コンクリートの表層をとらない回転した。既設コンクリート表層の破壊面には粗骨材の存在が一部確認された。



(a) C1-2 破壊状況



(b) C2-2 破壊状況



(c) C5-2 破壊状況



(d) C6-1 破壊状況



(e) C7-1 破壊状況



(f) C9-1 破壊状況



(g) C11-2 破壊状況



(h) C12-3 破壊状況

図 6-7 代表的な試験体の破壊状況

④ 付着＋剥離破壊（図 6-7(d)）

CFRP 補強のみを適用した C6 で見られた破壊で、接合面の付着破壊および CFRP 埋込み定着部のコーン状の剥離破壊が確認された。CFRP 補強を適用しなかった C2 の強度の 2.7 倍程度であることを考慮すると、まず、接合面の付着破壊が生じ、その後、CFRP が引張補強材として機能し、最終的に埋込み定着部が剥離破壊したと推察できる。この破壊順序については、後述の荷重－鉛直変位により検証する。

⑤ 既設側破壊＋剥離破壊 1（図 6-7(e)）

打継用エポキシ樹脂および CFRP 補強を適用した C7 および C10 で見られた破壊で、破壊面に既設コンクリートの破壊と CFRP 埋込み定着部のコーン状の剥離破壊の両者が確認された。接合面引張側の既設コンクリートの破壊は、鉄筋が露出しない程度であった。

⑥ 既設側破壊＋剥離破壊 2（図 6-7(f)）

接着用エポキシ樹脂および CFRP 補強を適用した C8, C9, C12, C13 で見られた破壊で、接合面での既設コンクリートの破壊と接合面外側での CFRP 埋込み定着部のコーン状の剥離破壊が確認された。既設コンクリートの破壊面は鉄筋が露出する程度に深く、接合面ではコーン状の破壊が確認できなかったことから上記⑤と区別した。既設コンクリートの破壊面が⑤と比較して深くなった要因として、打継用エポキシ樹脂と比較して、接着用エポキシ樹脂のコンクリートへの接着強度が高いこと（第 5 章）が挙げられる。接合面エポキシ樹脂の接着力および CFRP の引張力により既設コンクリートのかぶり部分に引張応力が生じ、これらが合成された結果、かぶりコンクリートすべてを剥離させる破壊が生じた可能性が考えられる。

⑦ 接着破壊＋剥離破壊（図 6-7(g), (h)）

打継用エポキシ樹脂および CFRP 補強を適用し、接合面を鉛直としたケースの C11 で見られた破壊で、破壊面にブラケットとエポキシ樹脂界面での破壊と CFRP 埋込み定着部のコーン状の剥離破壊が確認された。なお、C12-3 については、既設コンクリートでの破壊が生じたものの、上記⑤、⑥と比較して極端に表層部分のみの破壊を示したことからここに分類した。いずれも接合面を鉛直方向とした施工であり、施工方向に起因してエポキシ樹脂とコンクリートの接着強度が低下した可能性が示唆されるが、CFRP 補強を適用していたため、ブラケット構造としての曲げ強度への影響は少なかった。

接着剤と CFRP 補強を併用した場合（C7～C13）、上記のとおり⑤、⑥、⑦で異なる破壊性状が見られたものの、強度への影響は少なかった。全体的な傾向として、⑥の破壊強度が高く（破壊まで載荷した試験体の平均 2.48 MPa、曲げ強度比 1.14）、⑦の破壊強度が低く（同平均 2.03 MPa、曲げ強度比 0.93）、⑤が中間の破壊強度であった（同平均 2.22 MPa、曲げ強度比 1.02、ただし接合面に角度のある C10 を除く）。試験体数が少なくばらつきの範囲である可能性があり、またその差も小さいが、既設コンクリートの破壊面積が大きいほど、曲げ強度が高くなったと考えられる。

(2) 荷重－鉛直変位関係

荷重－鉛直変位関係は、ロードセルにより計測した荷重および接合面が曲げモーメントを受けた際に引張縁となる載荷側に配置した変位計の計測結果（以下、変位）を用いて、載荷高さ 100 mm の試験結果をケース毎に平均して評価することとした。図 6-8 に接着用エポキシ樹脂タイプ 1 および CFRP 補強を適用した C8 の各試験体の結果とその平均結果を一例として示す。荷重 10 kN 毎に各試験体の変

位を平均処理し、最も低い最大荷重が得られた試験体の荷重まで処理した。C8 では C8-3 の最大荷重まで平均処理した。破壊前に载荷終了した試験体の結果を含めたため、平均曲線の最終変位は破壊時の変位を示していない。ここで、C8-2 および C8-3 は、荷重 400 kN を超えた付近で変位の増加が確認され、破壊の兆候を示したことから载荷を終了した。

図 6-9 に CFRP 補強のない C1～C5 の比較を示す。すべてのケースにおいて荷重 70～80 kN

付近で剛性低下が確認できる。一体打ち C1 はその後、徐々に剛性が低下したのに対し、接着剤を適用した C3～C5 は、その後 300 kN 付近までほぼ一定の剛性であった。破壊性状の観察で述べたとおり、C1 はブラケット部にひび割れが生じたが、C3～C5 は既設コンクリートにひび割れが生じており、ひび割れ性状の違いが荷重－変位関係に影響した可能性がある。C3～C5 は変位 0.03～0.04 mm 付近で変位が急増し始めており、破壊の兆候が確認できる。

図 6-10 に施工方向を水平面とした CFRP 補強ケース C6～C10 の比較を示す。接着剤を適用しない C6 の剛性が最も低い。荷重 100 kN 付近で C6 の変位が増加し始めていること、および図 6-9 に示した同条件で CFRP 補強を適用しない C2 の変位も同荷重付近で増加していることから、荷重 100 kN 付近で接合部の剥離が生じ、CFRP が引張補強材として機能し始めたと考えられる。C6 では、荷重 100 kN 以降は接合面強度がほとんど期待できないことから、荷重 100 kN～250 kN の結果が CFRP のみで引張応力を負担した時の剛性だと考えられる。これらの結果より、前述の破壊性状から推察した C6 の破壊順序は妥当であったと言える。次に打継用エポキシ樹脂を適用した C7 および C10 の剛性が低い。荷重 100 kN 以降も接合面強度が期待できることから、その影響で C6 と比較して剛性が高くなったと推察できる。なお、C10 の剛性が C7 と比較して低いのは、前述のとおり、接合面角度の影響により、同じ荷重の接合面に作用する曲げモーメントが大きいことが理由と考えられる。一方、接着用エポキシ樹脂を適用した C8 および C9 は、荷重 300 kN 付近までほとんど変位が生じていない。その後、荷重 300～400 kN の剛性は C7 とほぼ同じであったと言える。CFRP 補強ケースは変位 0.05 mm 付近で破壊の兆候が確認できる。

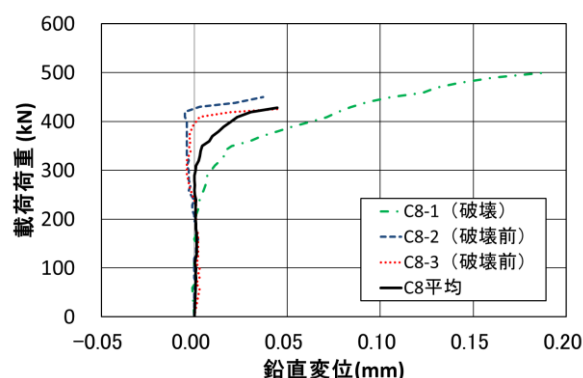


図 6-8 荷重－鉛直変位関係の平均処理 (C8)

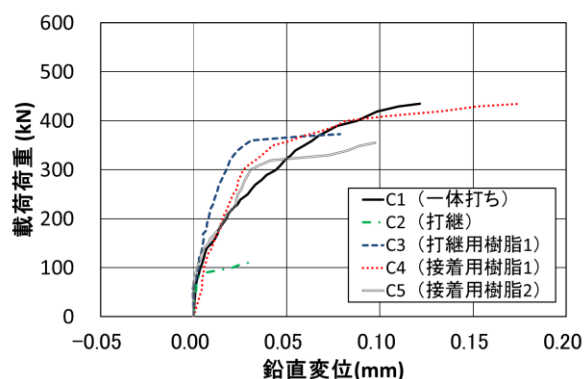


図 6-9 CFRP 補強なしケースの比較

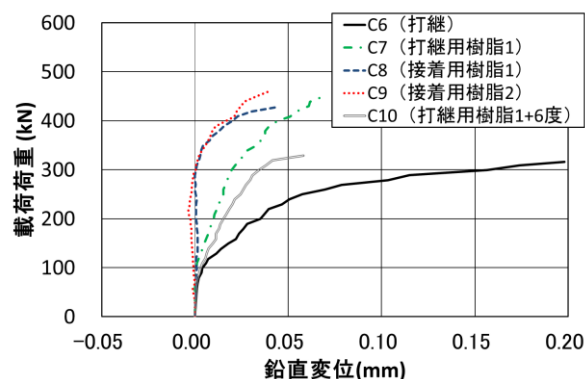


図 6-10 CFRP 補強ケースの比較

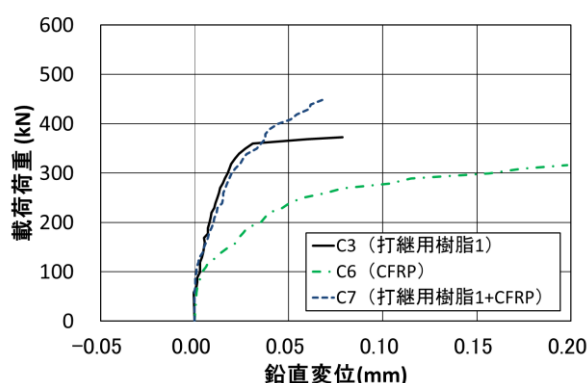


図 6-11 打継ケースの比較

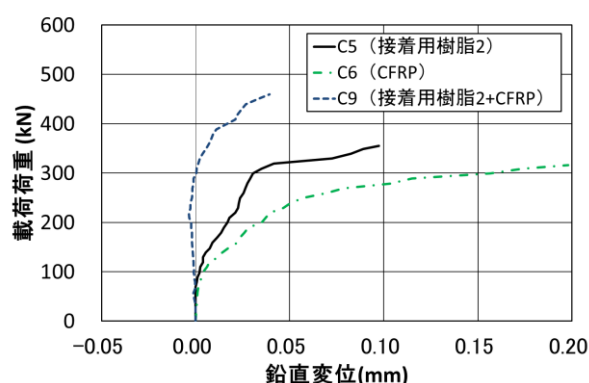


図 6-12 接着ケースの比較

接合面エポキシ樹脂と CFRP 補強の相互関係を把握するため、図 6-11 に打継用エポキシ樹脂と CFRP を適用したケースの比較（C3，C6，C7）を、図 6-12 に接着用エポキシ樹脂タイプ 2 と CFRP を適用したケース（C5，C6，C9）の比較を示す．打継用エポキシ樹脂のみを適用した C3 と、エポキシ樹脂と CFRP を適用した C7 の結果を比較すると、荷重 350 kN 付近まではほぼ同じ荷重－変位関係が得られている．したがって、C7 では、同荷重まで接合面強度のブラケット構造全体の強度に寄与する割合が高く、その後、接合面の強度低下にともない、CFRP の荷重分担割合が増加したと考えられる．

接着用エポキシ樹脂のみを適用した C5 と、エポキシ樹脂と CFRP を適用した C9 を比較すると、C9 の変位が荷重 300 kN 付近まで生じておらず、打継用エポキシ樹脂を適用した場合と異なる傾向が確認された．この要因として、前述の破壊性状の違いが考えられる．図 6-7 に示したとおり、接着用エポキシ樹脂のみを適用した C5 では、既設コンクリートの表層が破壊した（図 6-7 (c)）．一方、エポキシ樹脂と CFRP を適用した C9 では、既設コンクリートのかぶり部分をすべて剥離させる破壊であった（図 6-7 (f)）．破壊面の位置が異なったことにより、得られた荷重－変位関係に違いが生じたと考えられる．本試験では、既設コンクリートに鋼板を設置し、その鋼板とブラケットに貼り付けた変位計測用アングルとの相対変位を測定した（図 6-3）．よって、既設コンクリートのかぶり部が破壊したことにより、C9 のブラケット変位が正確に測定できていない可能性がある．なお、施工方向を鉛直面とした C11～C13 の荷重－変位関係は、水平面とした C7～C9 の結果と同様であった．

6.3 実物大試験体載荷試験

6.3.1 試験概要

(1) 試験供試体

試験体のスケールは実物大とし、ブラケットの橋軸方向寸法は 1500 mm および 1000 mm の 2 つを設定した．それぞれ大型ブラケットおよび中型ブラケットと呼ぶこととする．大型ブラケット試験体の構造図を図 6-13 に示す．大型ブラケットは水平方向幅 1000 mm，鉛直方向高さ 1200 mm，軸方向長さ 7200 mm，鉄筋かぶり 35 mm の主桁側面に構築することとした．ブラケットの寸法は鉛直方向幅 600 mm，水平方向高さ 500 mm，軸方向長さ 1500 mm，外ケーブル定着高さ 200 mm とし、主桁 1 本に対して 4 か所ブラケットを構築した．ここで、主桁の橋軸方向長さは、試験体の総重量が試験場所のクレーン能力である 300 kN 程度となるよう設定した．また、ブラケットの配置は、載荷試験で 1 つのブラケットを破壊した時にその他のブラケットに影響を与えることがないよう 1000 mm 程度の間隔を確保することとし、主桁 1 本に配置可能な 4 か所とした．設計荷重は引張荷重 1000 kN の外ケーブルを想定し

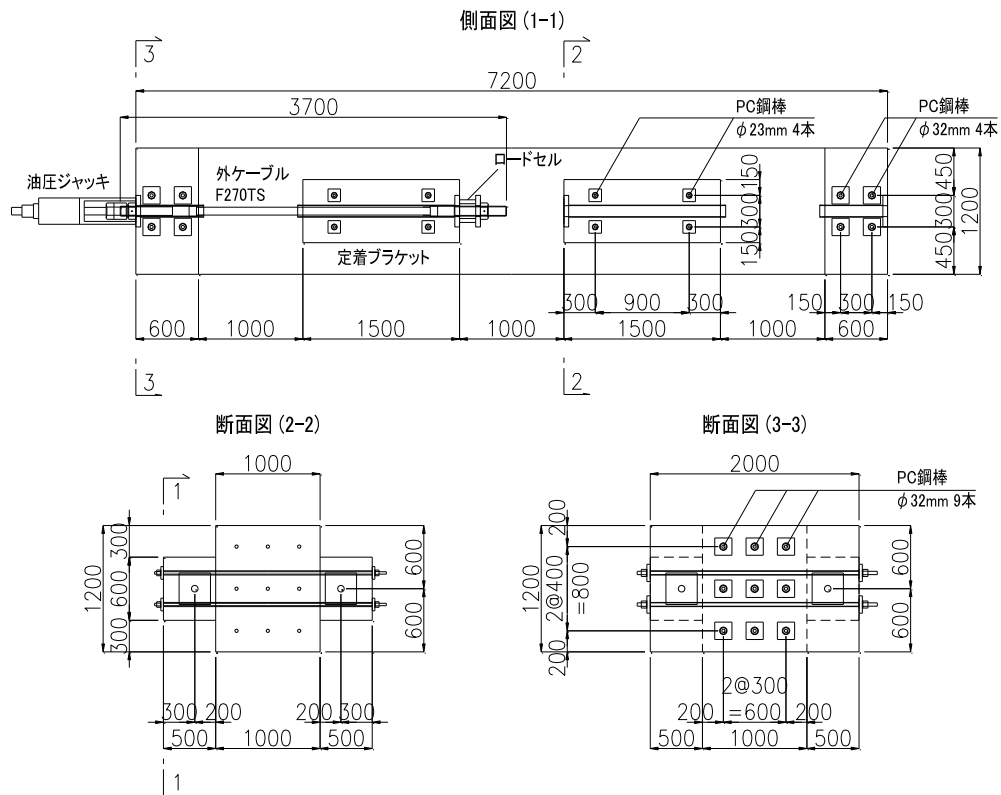


図 6-13 大型ブラケット試験体構造図 (単位:mm)

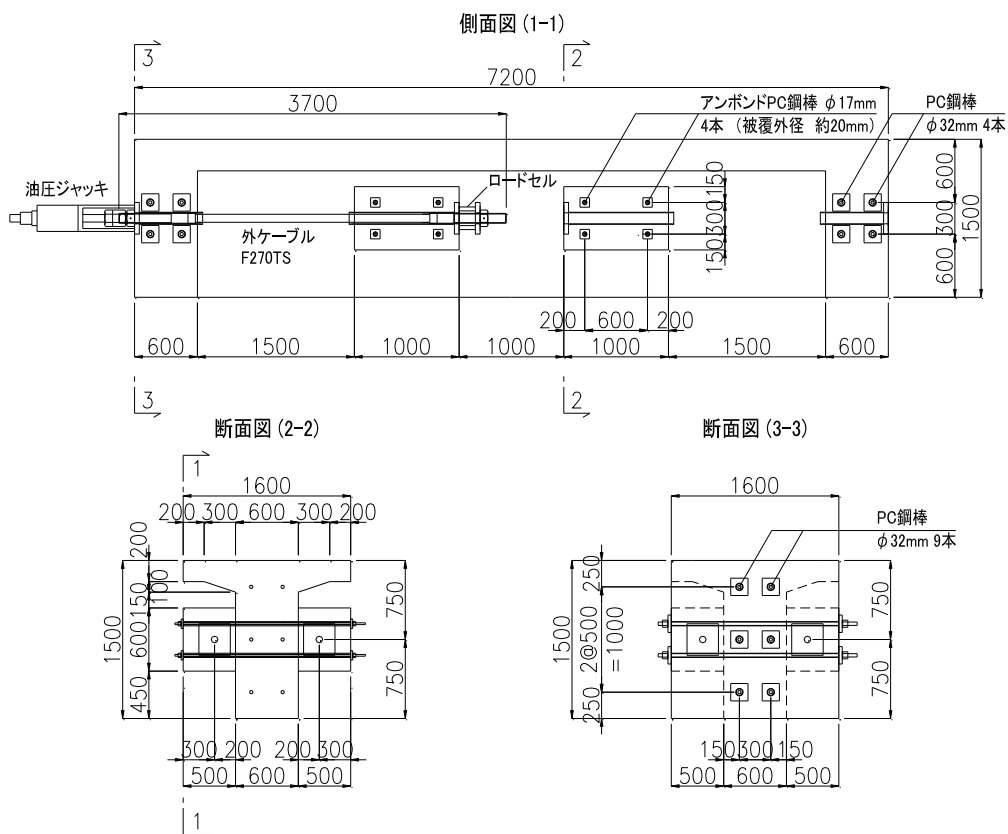


図 6-14 中型ブラケット試験体構造図 (単位:mm)

て 700 kN と設定し、大型ブラケットの寸法は設計荷重作用時の曲げ応力が 0.7 MPa 程度となるよう決定した。ブラケットには D16 mm の鉄筋を基本間隔 100 mm で配置した。載荷は外ケーブルの緊張により実施することとし、主桁と一体打ちした横桁に油圧ジャッキを配置した。載荷時に主桁および横桁が破壊しないよう $\phi 32$ mm の PC 鋼棒にてプレストレスを導入することにより補強した。外ケーブルには引張荷重 2700 kN のタイプ（被覆外径 75.5 mm）を選定し、最大試験荷重を 2000 kN に設定した。

せん断キーおよび CFRP 埋込み定着部は、主桁の製作後にダイヤモンドカッタおよびチップングハンマを用いて形成した。大型ブラケット試験体では、プレキャストブラケット接着用およびバックアップ構造用として使用する PC 鋼棒配置のための主桁削孔は実施せず、主桁製作時に内径 40 mm の鋼製シースを配置した。バックアップ構造として、 $\phi 23$ mm の PC 鋼棒をブラケット 1 体に対して 4 本配置した。施工方向はすべて接合面を鉛直とし、プレキャストブラケット接着時は、平均 0.5 MPa の圧縮応力を PC 鋼棒にて与え、その後 CFRP を施工し、3 日間の養生後に圧縮応力を解放した。

中型ブラケット試験体の構造図を図 6-14 に示す。中型ブラケットは上フランジ幅 1600 mm、ウェブ厚 600 mm、断面高さ 1500 mm、軸方向長さ 7200 mm、鉄筋かぶり 35 mm の既設橋を模擬した T 型主桁側面に構築することとした。ブラケットの寸法は鉛直方向幅 600 mm、水平方向高さ 500 mm、軸方向長さ 1000 mm、外ケーブル定着高さ 200 mm とし、主桁 1 本に対して 4 か所ブラケットを構築した。このブラケット寸法での曲げ応力が 0.7 MPa となる荷重は 350 kN である。ここで、主桁の橋軸方向長さおよびブラケット配置位置は、主桁 PC 鋼棒および載荷用外ケーブルの転用を考慮して、大型ブラケット試験体と同じとした。ブラケットには D16 mm の鉄筋を基本間隔 100 mm で配置した。大型ブラケット試験体と同様に、載荷は外ケーブルの緊張により実施することとし、主桁と一体打ちした横桁に油圧ジャッキを配置した。載荷時に主桁および横桁が破壊しないよう $\phi 32$ mm の PC 鋼棒にてプレストレスを導入することにより補強した。外ケーブルには引張荷重 2700 kN のタイプを選定し、最大試験荷重を 2000 kN に設定した。

せん断キーおよび CFRP 埋込み定着部は、主桁の製作後にダイヤモンドカッタおよびチップングハンマを用いて形成した。中型ブラケット試験体では、プレキャストブラケット接着用およびバックアップ構造用として使用する PC 鋼棒配置のための主桁削孔をハンマドリルにて実施した。削孔径は $\phi 28$ mm とし、実構造物への適用を想定している $\phi 17$ mm のアンボンド PC 鋼棒（外径約 20 mm）をブラケット 1 体に対して 4 本配置した。施工方向はすべて接合面を鉛直とし、プレキャストブラケット接着時は、平均 0.5 MPa の圧縮応力を PC 鋼棒にて与え、その後 CFRP を施工し、3 日間の養生後に圧縮応力を解放した。

なお、大型ブラケット、中型ブラケットとも、載荷試験は CFRP の施工 7 日後に実施した。載荷試験時は PC 鋼棒を工具は使わずに人力で軽く締め付け、試験への影響が無いよう配慮した上で、試験体破壊時のバックアップ構造としての機能を確認することとした。

(2) 試験ケースおよび載荷方法

試験ケースを表 6-7 に示す。ブラケットの構築方法は、プレキャストブラケット接着またはコンクリート打継とした。試験ケースの記号は、中型プレキャスト試験体を MP（Middle sized Precast specimen）、中型打継試験体を MC（Middle sized Cast-in-place specimen）、大型プレキャスト試験体を LP（Large sized Precast specimen）、および大型打継試験体を LC（Large sized Cast-in-place specimen）とした。接着剤には縮小モデル試験で使用した接着用エポキシ樹脂タイプ 2 と打継用エポキシ樹脂タイ

表 6-7 試験ケース

試験 ケース	ブラケット 構築方法	接着剤	橋軸方向 寸法 (mm)	想定設計 荷重 (kN)	試験体数	備考
MP	接着	接着用タイプ2	1000	350	4	中型プレキャスト
MC	打継	打継用タイプ1	1000	350	4	中型場所打ち
LP	接着	接着用タイプ2	1500	700	4	大型プレキャスト
LC	打継	打継用タイプ1	1500	700	4	大型場所打ち

プ 1 を使用した。接着用エポキシ樹脂は、後述する第 7 章の検討によるクリープ抵抗性を考慮して決定した。すべての試験体で CFRP 補強を適用し、高弾性タイプのストランドシートを 1 層使用した。中型ブラケット用主桁を 2 本、大型ブラケット用主桁を 2 本製作し、1 ケース当たりの試験体数は 4 とした。

せん断キーおよび CFRP 埋込み定着部は、前述のとおりダイヤモンドカッタおよびチップングハンマにより形成した。せん断キーおよび CFRP 埋込み定着部の深さは、鉄筋かぶりの 35 mm とした。ブラケットのせん断キーは、接合面が曲げモーメントを受けた際の圧縮側に配置し、形状は幅 600 mm、長さは中型ブラケットで 500 mm、大型ブラケットで 750 mm とした。主桁側のせん断キーの寸法は、プレキャストブラケット施工時の余裕量を考慮して、ブラケットのせん断キー寸法より 5 mm 大きく設

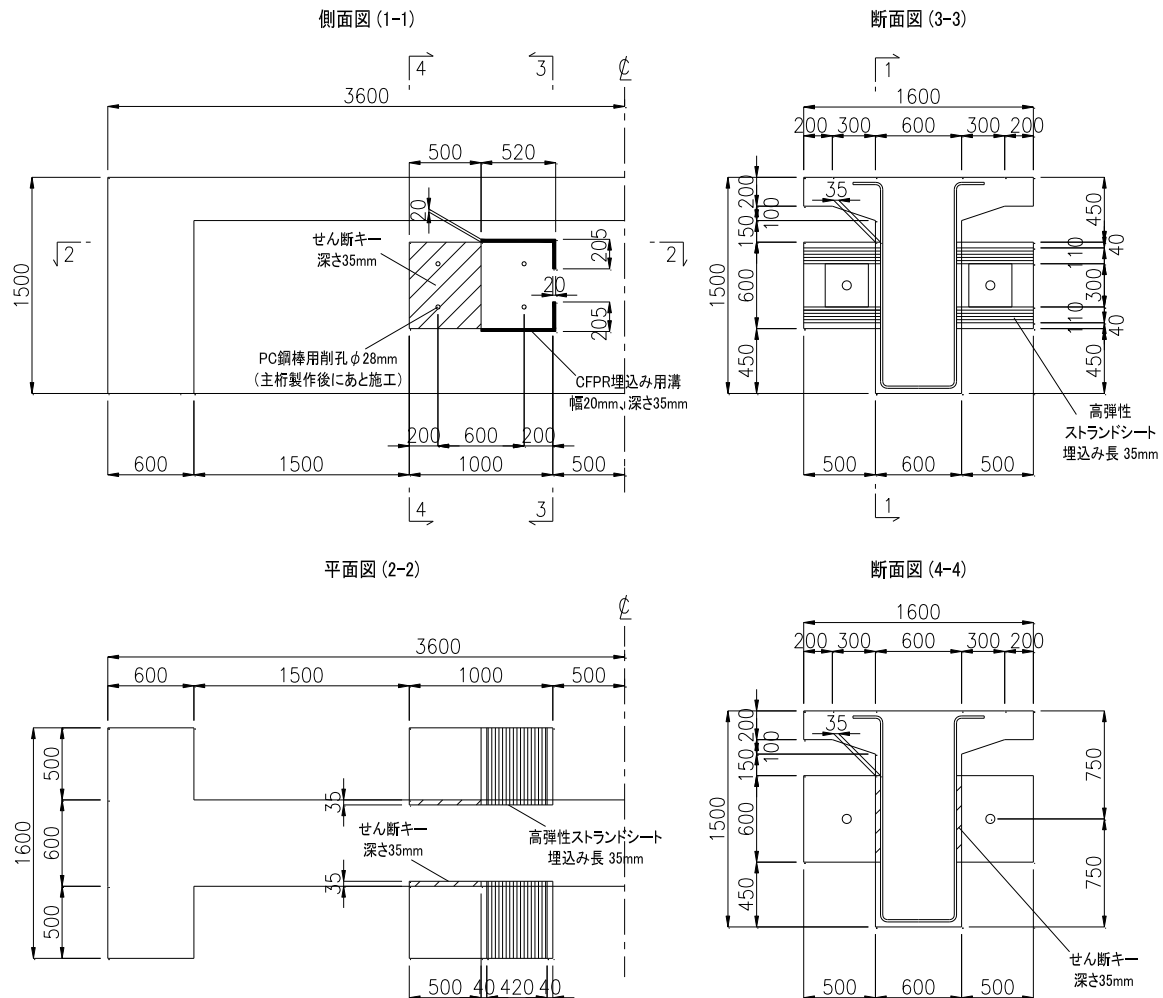


図 6-15 中型ブラケット試験体 せん断キーおよび CFRP 配置図 (単位:mm)



(a) 中型ブラケット



(b) 大型ブラケット

図 6-16 試験状況

定した。主桁の接合面引張側の表面処理は、電動式多針たがねにより実施し、表面の凹凸は 2～3 mm 程度とした。プレキャストブラケットの接合面の表面処理は、表面の凹凸が 2～3 mm となる遅延剤の洗出しとした。

中型ブラケットのせん断キー位置および CFRP による補強方法を図 6-15 に示す。CFRP 埋込み定着部はダイヤモンドカッタにより形成したが、カッタの刃が円形であるため、埋込み定着部端部においては所定の深さ 35 mm を確保できない。よって、CFRP は定着部端部から 40 mm 離れた位置まで配置することとした。CFRP 埋込み部の幅は 20 mm とし、大型ブラケットも同様な配置とした。

中型ブラケットおよび大型ブラケットの載荷試験状況を図 6-16 に示す。各ケース試験体は 4 体としたが、主桁の左右で 2 体 1 組となっており、試験体を破壊した際、その対となる試験体への影響が懸念された。そのため、載荷試験は以下の基本パターンにより実施することとした。

- ① 単調載荷により破壊の兆候が見られるまで載荷（破壊しない）
- ② ①の対となる試験体を単調載荷により破壊まで載荷
- ③ 設計荷重を 3 回繰返し載荷し、その後、破壊の兆候が見られるまで載荷（破壊しない）
- ④ ③の対となる試験体に設計荷重を 3 回繰返し載荷し、その後、破壊まで載荷

(3) 使用材料

コンクリートの配合および使用した鉄筋、PC 鋼棒、CFRP、エポキシ樹脂の特性値は、表 6-2、表 6-4、および表 6-5 に示した縮小モデル試験と同様である。ここでは、表 6-8 に載荷試験日の材料試験結果を示す。

表 6-8 コンクリート材料試験結果

ケース	ブラケット				主桁			
	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	曲げ強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	曲げ強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
MP	51.3	2.71	7.18	34.1	49.2	2.78	7.44	34.3
MC	50.0	3.34	7.35	35.6	53.5	3.27	7.83	35.8
LP	51.3	2.71	7.18	34.1	54.4	2.87	6.95	36.6
LC	49.9	3.07	7.23	36.3	51.4	3.24	8.50	36.9

(4) 測定項目

計測器の配置を図 6-17 に示す。測定項目はブラケットの浮上り変位 10 点、水平ずれ変位 4 点、CFRP ひずみ 2 点、およびコンクリートひずみ 1 点とした。また、ロードセルにより、外ケーブルの荷重およびバックアップ構造用 PC 鋼棒の荷重を計測した。ここで、ブラケットの浮上り変位は、縮小モデル試験の鉛直変位と同じ変位である。CFRP のひずみは、載荷面の接合面から 10 mm の位置に貼り付けたひずみゲージにより計測した。コンクリートひずみゲージは、ブラケットから 50 mm 離れた位置の接合面圧縮側の主桁に配置し、ブラケット破壊時の主桁ひずみを確認するために設置した。

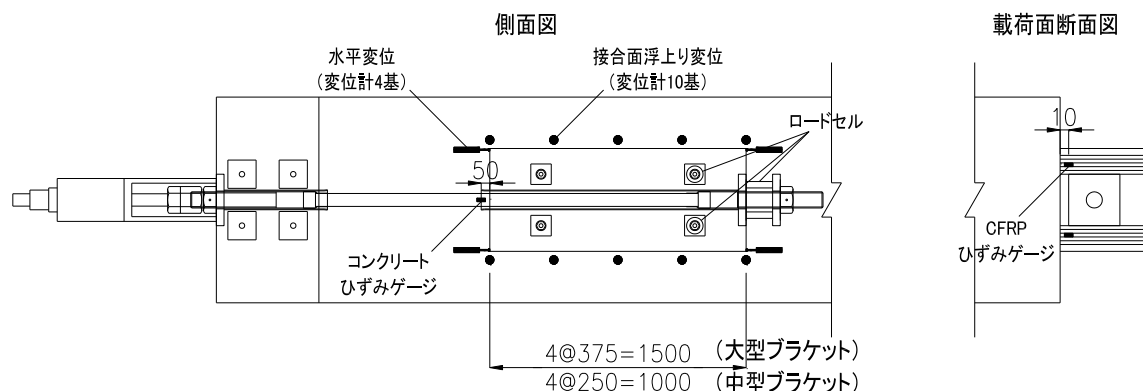


図 6-17 計測器配置図 (単位:mm)

6.3.2 試験結果および考察

(1) 破壊強度および破壊性状

試験結果の一覧を表 6-9 に示す。ここで、最大荷重は、破壊まで載荷した試験体は破壊荷重を、破壊前に載荷終了した試験体はその時の荷重を示した。曲げ応力は、最大荷重に載荷高さを乗じて算出

表 6-9 試験結果一覧

ケース	試験体	種別	接合面 接着剤	最大荷重(kN)		曲げ応力(MPa)		備考
				個別	平均	個別	平均	
MP	MP-1	中型 接着	接着用 樹脂 タイプ 2	1600	1431 (1.00)*1	3.20	2.86 (1.00)	最大荷重まで単調載荷
	MP-2			1304		2.61		破壊まで単調載荷
	MP-3			1404		2.81		600kN 3 回繰返し後、最大荷重まで載荷
	MP-4			1415		2.83		600kN 3 回繰返し後、破壊まで載荷
MC	MC-1	中型 打継	打継用 樹脂 タイプ 1	1077	1156 (0.81)	2.15	2.31 (0.81)	最大荷重まで単調載荷
	MC-2			1300		2.60		1250kN まで単調載荷、除荷後、破壊まで載荷
	MC-3			1047		2.09		600kN 3 回繰返し後、最大荷重まで載荷
	MC-4			1201		2.42		600kN 3 回繰返し後、破壊まで載荷
LP	LP-1	大型 接着	接着用 樹脂 タイプ 2	2004	2004 (1.40)	1.78	1.78 (0.62)	最大荷重まで単調載荷
	LP-2			2001		1.78		最大荷重まで単調載荷
	LP-3			2008		1.78		700kN 3 回繰返し後、最大荷重まで載荷、5 分間保持
	LP-4			2002		1.78		700kN 3 回繰返し後、2000kN 3 回繰返し載荷
LC	LC-1	大型 打継	打継用 樹脂 タイプ 1	2001	2004 (1.40)	1.78	1.78 (0.62)	最大荷重まで単調載荷
	LC-2			2004		1.78		最大荷重まで単調載荷
	LC-3			2008		1.78		700kN 3 回繰返し後、最大荷重まで載荷、5 分間保持
	LC-4			2001		1.78		700kN 3 回繰返し後、2000kN 3 回繰返し載荷

*1 MP に対する比率

した接合面に作用する曲げモーメントを用いて、はり理論により算出した。破壊していない試験体の結果は太字斜体で示し、備考欄には各々の試験体で採用した载荷パターンを示した。各試験ケースの3体目、4体目は、想定した設計荷重（中型試験体 350 kN、大型試験体 700 kN）の3回繰返しを予定していたが、中型試験体のケース MP および MC については、破壊荷重が試験前に想定した 1000 kN 程度より高かったため、繰返し荷重を 600 kN に変更した。また、試験体 MC-2 では破壊の兆候が確認された 1250 kN まで载荷した後、一度除荷し、その後破壊まで载荷を実施した。大型試験体の LP および LC はいずれの試験体も 2000 kN で破壊しなかった。そのため、3 体目の試験体は 700 kN を 3 回繰返し载荷後、2000 kN の荷重を 5 分程度保持し、また、4 体目の試験体は、700 kN を 3 回繰返し载荷後、2000 kN を 3 回繰返し载荷し、それらの影響を確認することとした。

中型接着ケースの MP に着目すると、破壊した MP-2 の最大荷重が最も小さく、1304 kN であった。この時の曲げ応力は 2.61 MPa で、縮小モデル試験で得られた試験体 1 体当たりの最大曲げ強度と同等であった。また、破壊していない試験体を含めた曲げ応力の平均値は 2.86 MPa で、縮小モデル試験の曲げ強度の最大値より高い。また、表 6-8 に示した主桁の引張強度 (2.78 MPa) とコンクリート標準示方書式^{6.3)}から求まる曲げ強度 1.64 MPa の 1.7 倍程度となっている。

一方、中型打継ケースの MC に着目すると、破壊した試験体では MC-4 の 1201 kN が最も小さく、この時の曲げ応力は 2.42 MPa である。また、破壊していない試験体を含めた曲げ応力の平均値は 2.31 MPa で、ケース MP の 80% 程度となった。主桁の引張強度 (3.27 MPa) とコンクリート標準示方書式から求まる曲げ強度 1.92 MPa の 1.2 倍である。MP と MC で曲げ強度が異なった要因として破壊性状の違いが挙げられる。図 6-18 に中型ブラケットの破壊状況を示す。中型接着ケースは接合面引張側(図 6-18 の左手前方向)で主桁のかぶりコンクリートを剥離させ、一部鉄筋が露出する破壊となっているが、中型打継ケースは、CFRP 埋込み定着部のコーン破壊範囲外では、エポキシ樹脂が主桁表面に残存しており、ブラケットとエポキシ樹脂間の接着破壊が生じたと考えられる。この破壊性状は、6.2.2 項で述べた縮小モデル試験体の破壊性状と同じである。よって、破壊性状の違いが強度の差になって表れたと言えるが、その差は 20%程度であった。

大型試験体は、プレキャスト接着、コンクリート打継にかかわらず、すべて 2000 kN で破壊しなかった。また、2000 kN の 5 分間荷重保持、および 3 回繰返し载荷を実施したが、後述する荷重－変位関係から破壊の兆候は確認できなかった。よって、大型試験体は、コンクリート強度や施工のばらつき



(a) 中型接着 (MP-4)



(b) 中型打継 (MC-4)

図 6-18 試験体の破壊状況

を考慮しても最低 2000 kN 以上の耐荷力を有していると言える。表 6-8 に示した主桁の引張強度 (2.87 MPa) とコンクリート標準示方書式から求まる曲げ強度は 1.51 MPa である。2000 kN 載荷時の曲げ応力は 1.78 MPa であり、コンクリート標準示方書式から得られる値の 1.2 倍である。この程度の荷重で試験体は破壊すると想定していたが、想定以上の強度となった。この要因の一つとして、コンクリート標準示方書式で取り入れられている寸法効果の影響が考えられる。試験計画段階において、ブラケット構造にエポキシ樹脂および CFRP 補強を適用した時の寸法効果の影響は不明であった。しかし、縮小モデルの試験結果より、主桁コンクリート強度に依存することが考えられ、コンクリート標準示方書式に用いられている寸法効果の係数を採用した。寸法効果に関わる係数は引張軟化特性に起因する引張強度と曲げ強度の関係を表す k_{ob} と、乾燥、水和熱等、その他の原因によるひび割れ強度の低下を表す係数 k_{fb} の 2 種類が採用されている。これら 2 つの係数を乗じた値は、大型試験体で 0.53、中型試験体で 0.59 (大型試験体との比率 1.11)、縮小モデル試験体で 0.69 (同 1.30) となる。よって、大型試験体は縮小モデル試験体と比較して、30%程度の強度低下を見込むこととなるが、本試験の範囲内では、寸法効果の影響がほとんどなかったため大型試験体で破壊が生じなかったと考えられる。また、もう一つの要因として、実物大試験の主桁と縮小モデル試験の既設コンクリートの打設方向が挙げられる。実物大試験体の主桁は上面方向からコンクリートを打設し、ブラケットを構築した面は、主桁側面の型枠面になる。一方、縮小モデル試験体ではブラケットを既設コンクリートの打設面に構築したため、ブリーディング等の影響により、接合面のコンクリート強度が低かった可能性が考えられる。本ブラケット構造の適用を想定している既設桁は、そのほとんどの場合が桁上面からコンクリートが打設されており、実物大試験の条件が実構造物に近いと言える。

(2) 荷重－変位関係および荷重－CFRP ひずみ関係

荷重－変位関係は、ロードセルにより計測した荷重および接合面が曲げモーメントを受けた際に引張縁となる載荷側に配置したブラケット浮上り計測用変位計 2 基の平均 (以下、変位) を用いた。荷重－CFRP ひずみ関係は、同荷重と載荷面 CFRP に貼り付けた 2 つひずみゲージの平均値を用いた。平均曲線は、縮小モデル試験と同様の手法で、荷重 25kN 毎の変位またはひずみを平均して算出した。平均曲線は各ケース試験体 4 体の内、最小の最大荷重まで処理を行ったため、破壊までの挙動を示していない。

中型接着ケース MP および中型打継ケース MC の荷重－変位および荷重－CFRP ひずみ関係を図 6-19 および図 6-20 に示す。なお、600 kN の繰返し載荷を実施した試験体および 1250 kN 載荷後、除荷し再載荷した MC-2 はそれらの包絡線を示した。600 kN 付近に勾配変化が確認できないことから、繰返し載荷の影響はほとんどなかったと言える。

中型接着ケース MP の荷重－変位関係に着目すると、MP-3 で剛性の高い曲線が得られたものの、全体的な傾向は試験体 4 体とも類似している。荷重 900 kN 付近で剛性の低下が見られ、その後、徐々に剛性が低下し、変位 0.05 mm 付近で変位が急増し始めている。CFRP ひずみも同様に MP-3 を除き、荷重 900 kN 付近で勾配の低下が見られ、ひずみ 600 μ 付近でひずみが急増している。これらの結果より、荷重 900 kN 付近までは、接合面と CFRP 補強が弾性範囲内で荷重を分担し、その後、接合部に微細なひび割れが生じ、徐々に CFRP の負担する割合が増加し破壊に至ったと推察できる。ただし、縮小モデル試験結果より、弾性範囲内では荷重の多くが接合面により分担されたと考えられる。

中型打継ケース MC の荷重－変位関係に着目すると、MC-2 で剛性の高い曲線が得られたものの、そ

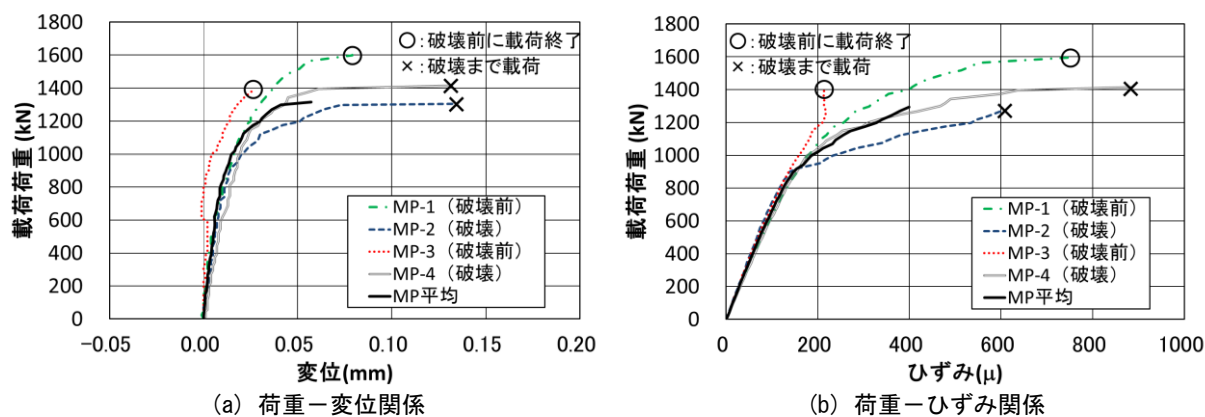


図 6-19 荷重－変位および荷重－CFRP ひずみ関係（中型接着ケース MP）

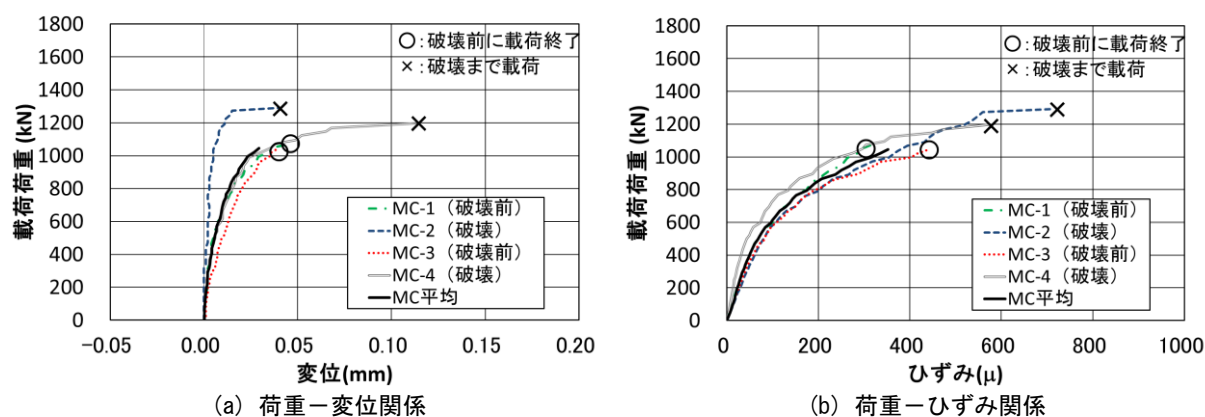


図 6-20 荷重－変位および荷重－CFRP ひずみ関係（中型打継ケース MC）

の他の試験体は良く一致した結果が得られた。中型接着ケース MP と異なり荷重－変位関係からは、明確な剛性変化点が確認できない。荷重－ひずみ関係に着目すると、MC-2 についても他の試験体と同様な曲線となっており、また、載荷荷重 600 kN 付近で勾配の変化が確認できる。600 kN 載荷時の平均曲線のひずみは MP, MC とも 100 μ 程度である。したがって、600 kN までは MP, MC とも同様な挙動を示したと言え、600 kN で打継ケース MC の接着破壊が一部生じ始めたと推察される。MP の 900 kN と比較して接合面の破壊が低い荷重で生じ始めたことにより、破壊荷重が小さくなったと考えられる。ただし、前述のとおり MC-2 については 1250 kN 載荷後除荷したが、再載荷の際、特に初回載荷と異なる挙動は確認されなかった。

得られた荷重－変位関係と荷重－CFRP ひずみ関係より、CFRP 埋込み定着部の挙動に関してここで検証する。破壊まで載荷した試験体で得られた破壊時の CFRP ひずみは、MP-2, MP-4, MC-2, MC-4 の順に 604, 883, 717, 575 μ で、平均 695 μ であった。そこで、破壊時の CFRP ひずみを 700 μ とし、表 6-4 に示した弾性係数 731 GPa を乗じて求まる応力は 512 MPa であり、CFRP の引張強度 3090 MPa (表 6-4) と比較すると、破断に対し十分余裕のある値と言える。また、この時の CFRP に生じる引張力は、CFRP の設計厚 (0.286 mm) と載荷面に配置した CFRP の幅 (110 mm \times 2 か所) から算出すると 32.2 kN である。第 5 章の検討結果より、埋込み定着部の剥離破壊角度を 45 度として式 (5.1) を適用し、また、CFRP 端部配置の強度低減 15%を考慮して CFRP 埋込み定着部の剥離破壊強度を算出すると 29.1 kN となり、試験結果の 90 %となる。ここで、式 (5.1) に用いるコンクリートの圧縮強度は表 6-8 に示した

MP と MC の平均 51.4 MPa とした． よって， 第 5 章の検討同様， 式 (5.1) による計算値は試験結果に対し安全側の結果となり， ブラケット構造の設計に式 (5.1) を適用することは妥当であると言える．

CFRP の埋込み定着部からの拔出し変位に関して， 図 6-19 および図 6-20 に示した MP および MC の平均曲線を CFRP ひずみー接合部変位関係に整理した結果を図 6-21 に示す． 変位とひずみは比例関係であり， 線形近似した勾配は MP で 11367

μ/mm， MC で 12802 μ/mm， MP と MC の平均で約 12000 μ/mm で， ほぼ一致した結果が得られた． よって， ブラケットの構築方法およびエポキシ樹脂の種類に関わらず， 接合部の変位と CFRP のひずみには比例関係があると言える． 得られた勾配 12000 μ/mm に前述の CFRP の弾性係数および面積を乗じて， CFRP 引張力ー接合部変位関係の剛性を算出すると 552 kN/mm となり， ここではこれを試験値とする．

図 6-22 に CFRP の応力分布と接合部の変位の関係を示す． CFRP 埋込み部の拔出し変位およびブラケット側面に貼り付けた部分のすべり変位の和は， ブラケット接合部の変位と一致すると考えられる． そこで， 第 5 章で得られた CFRP 拔出し変位に関する剛性算出式 (式 (5.2)) を適用し， また， 既往の研究^{(6.4)–(6.7)}を参考にブラケット側面 CFRP 貼付け部の応力は直線分布と仮定すると， 式 (6.1) が得られる． ここで， ブラケット側面の CFRP 有効定着長 L_2 は， 佐藤らの提案式^(6.4)により算出する値の 1/2 と仮定した (式 (6.2)) ． ここで， 1/2 と仮定した理由は， 佐藤らの提案式は CFRP とコンクリートの付着破壊時の有効定着長を求める式であり， それ以下の低い荷重レベルでは， 有効定着長が短いことが既往の研究結果により示されているためである^{(6.4)–(6.7)}．

$$K_{cf} = \frac{2A_{cf} \cdot E_{cf}}{L_1 + L_2} \quad (6.1)$$

ここで，

K_{cf} : CFRP の接合部変位に対する軸剛性 (kN/mm)

A_{cf} : CFRP の断面積 (mm²)

E_{cf} : CFRP の弾性係数 (GPa)

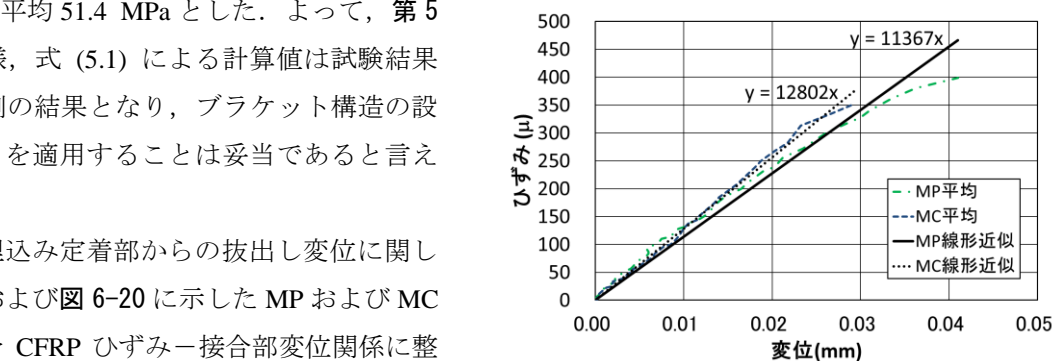


図 6-21 CFRP ひずみー変位関係

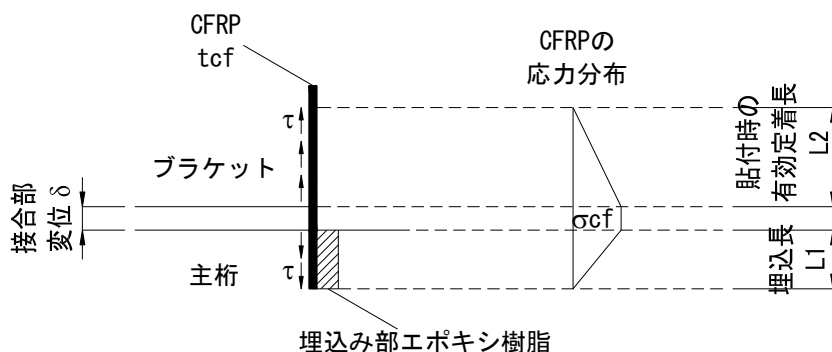


図 6-22 CFRP の応力分布と接合部の変位

$L1$: CFRP の埋込み長 (mm)

$L2$: ブラケット側面の CFRP 有効定着長で、式 (6.2) により求める (mm)

$$L2 = \frac{1.89(t_{cf} \cdot E_{cf})^{0.4}}{2} \quad (6.2)$$

ここで、

t_{cf} : CFRP の厚さ (mm)

E_{cf} : CFRP の弾性係数 (MPa)

中型ブラケットの試験条件では、 $L1 = 35$ mm, $L2 = 127$ mm で、 $K_{cf} = 568$ kN/mm となり、試験値 552 kN/mm と良く一致した。仮定した CFRP の応力分布に基づく計算値であり、今後、要素試験等による検証が必要であるものの、後述する FEM 解析では式 (6.1) により、CFRP 定着部をモデル化することとする。

大型接着ケース LP および大型打継ケース LC の荷重－変位および荷重－CFRP ひずみ関係を図 6-23 および図 6-24 に示す。なお、700 kN および 2000 kN の繰返し载荷を実施した試験体はそれらの包絡線を示した。荷重－変位関係では一部繰返し载荷による変位増加が荷重 700 kN で確認できるものの、CFRP ひずみには全く影響が生じていないことから、繰返し载荷の影響はほとんどなかったと言える。

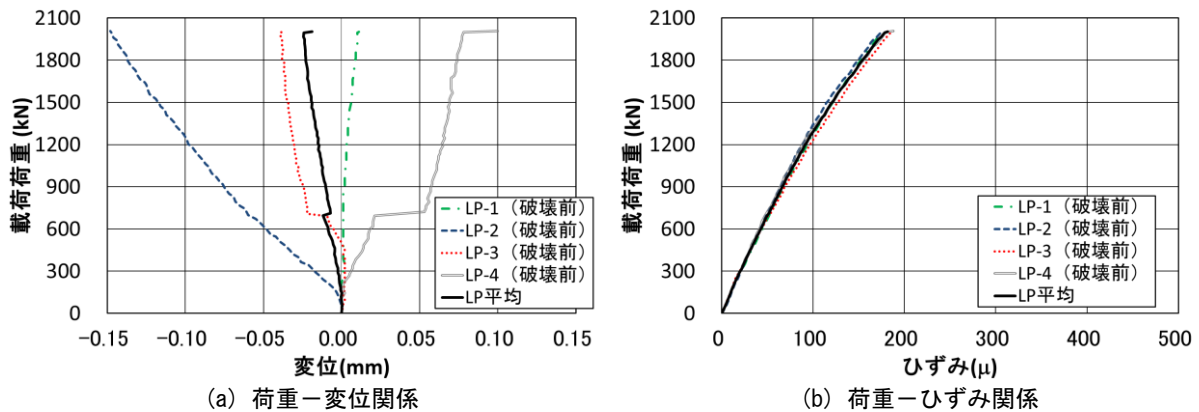


図 6-23 荷重－変位および荷重－CFRP ひずみ関係 (大型接着ケース LP)

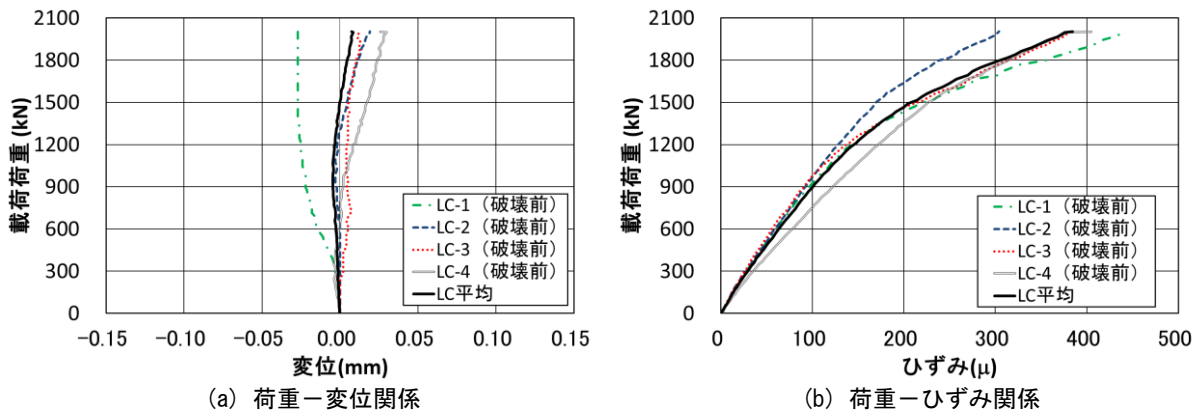


図 6-24 荷重－変位および荷重－CFRP ひずみ関係 (大型打継ケース LC)

LPの荷重－変位関係に着目すると、接合面引張縁の変位が減少（ブラケットが主桁に沈み込む方向）している試験体が2体、増加（浮き上がる方向）している試験体が2体であり、有意なデータとは言えない。一方、CFRP ひずみに着目すると、すべての試験体で良く一致する結果が得られており、少なくとも接合面引張縁ではCFRP が引っ張られており、接合部の変位が減少する方向の挙動は生じなかったと考えられる。LCの荷重－変位関係も同様に、正負の変位が見られるが、CFRP ひずみはばらつきの小さい結果が得られている。不安定な変位が得られた要因として、接合面積が大きい施工のばらつきによるエポキシ樹脂とコンクリートのなじみ等の影響が表れた可能性や、変位計を設置した鋼製アングル（図 6-16 (b)）に微小な変形が生じた可能性が考えられるが、本試験結果のみでは判断できない。CFRP のひずみ結果は安定していたことから、ここではひずみに着目して考察する。

LPの荷重－ひずみ関係に着目すると、載荷荷重 2000 kN までほぼ線形関係を示している。中型接着ケースのMPでは、破壊荷重の70%程度の900 kN 載荷時に明確な勾配変化点があったことから推察すると、破壊荷重は2500 kN 以上となる可能性がある。一方、LCでは荷重 1200 kN 付近で勾配が変化しており、徐々に勾配が低下していることから、2000 kN を超えた付近で破壊する試験体があった可能性が考えられる。

以上のとおり、実物大試験では中型試験体、大型試験体とも有意なCFRP ひずみが得られ、特に大型試験体では変位よりもCFRP ひずみがブラケットの挙動を正確に計測できたと考えられる。縮小モデル試験においても同様なひずみを計測したが有意な結果が得られなかった。その一つの要因として試験体のスケールが考えられる。縮小モデル試験体では、載荷高さが100 mmで、ひずみゲージを貼り付けた位置は、接合面から高さ25 mm（接着ケース）および10 mm（打継ケース）であった。一方、実物大試験体では載荷高さが200 mmで、ひずみゲージを貼り付けた位置は、接合面から高さ10 mmの位置で、縮小モデル試験体と比較して接合部から相対的に近い位置であり、接合部の挙動を正確に計測できた可能性がある。今後、縮小モデルの試験を実施する際は、この点に留意して計測計画を立てる必要があると考えられる。

(3) 破壊時のバックアップ構造の機能

中型試験体では接合部およびCFRP 埋込み定着部の破壊が生じたが、ブラケット全体では、適用したバックアップ構造の機能により、RC 構造として荷重を支持した。図 6-25 に接合部およびCFRP 埋込み定着部破壊直後の状況を示す。ここでは、この時の荷重支持機構について検証する。

バックアップ構造としてのPC 鋼棒の荷重と載荷荷重の関係を図 6-26 に、せん断キー付近の主桁コンクリートひずみ（図 6-17）と載荷荷重の関係を図 6-27 に示す。PC 鋼棒の荷重は接合面引張側に配置した2本の合計の荷重を示した。ここでは代表してMP-2の結果を示したが、他の破壊まで載荷したケースも同様な結果が得られた。

PC 鋼棒の荷重は、載荷荷重が破壊荷重の1304



図 6-25 破壊直後の状況（MP-2）

kN に達するまでほとんど増加しておらず，載荷試験への影響はなかったと言える．破壊直後に載荷荷重が 1136 kN まで低下したが，そこで安定した状態となった．その時の PC 鋼棒の荷重は 282 kN である．図 6-28 に接合面の圧縮縁を回転中心とした時の破壊後の力のつり合いを示す．このつり合い条件から計算される PC 鋼棒荷重は $1136 \times 200 / 800 = 284$ kN であり，計測された PC 鋼棒荷重と一致する．

コンクリートひずみに着目すると，破壊荷重の 1304 kN まで直線的に増加しており，破壊時に急増した．破壊直前のひずみは 237 μ ，破壊直後のひずみは 1425 μ であった．コンクリートの弾性係数 (34.3 GPa, 表 6-8) およびせん断キーの接触面積 (幅 600 mm, 深さ 35 mm) から，コンクリートに作用する圧縮力を算出すると，破壊直前で 171 kN，破壊直後で 1026 kN となり，材料試験による弾性係数のばらつきを考慮すると，破壊直後の圧縮力は載荷荷重 1136 kN とほぼ一致していると言える．この結果より，破壊直後はせん断キーによるずれ抵抗と PC 鋼棒による回転の拘束によりブラケット構造が安定した状態となったと考えられる．なお，破壊前のせん断キーが負担する圧縮力，すなわちせん断力は 171 kN であり載荷荷重の 13 % 程度である．残りの 87% は接合面のエポキシ樹脂により主桁に伝達されたと考えられる．

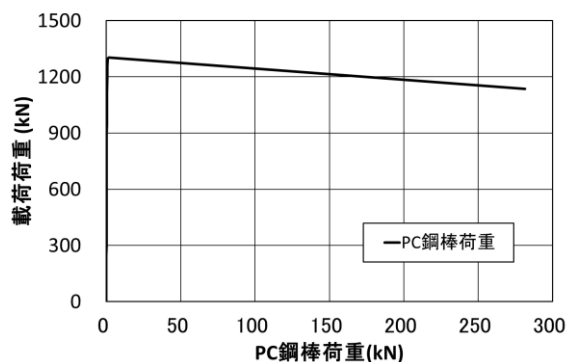


図 6-26 PC 鋼棒の荷重 (MP-2)

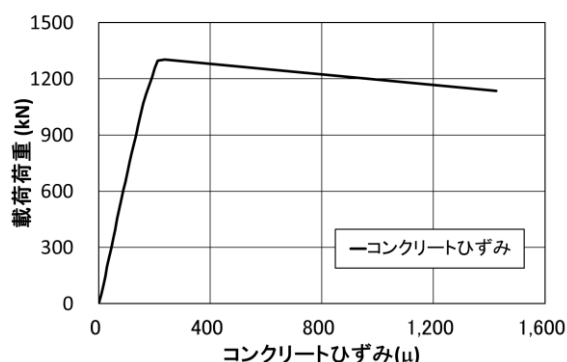


図 6-27 コンクリートひずみ (MP-2)

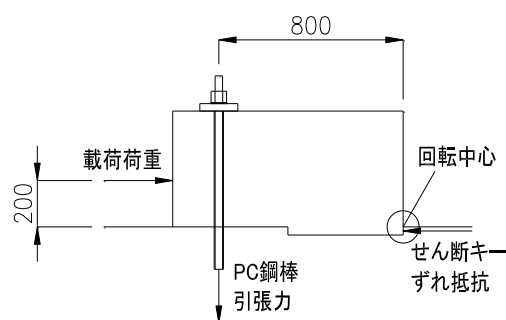


図 6-28 破壊後の力のつり合い

6.4 ブラケット構造の破壊シナリオの設定

縮小モデル試験体および実物大試験体載荷試験により，接着剤および CFRP 補強を適用したブラケット構造の基礎的挙動が明らかとなった．ここでは，その結果を整理し，ブラケット構造の破壊シナリオを設定することとする．

まず，載荷の初期段階では，接着剤による接合部強度がブラケット構造全体の強度に大きく寄与することがわかった．この時，縮小モデル試験の打継ケースの荷重－変位関係 (図 6-11) では，CFRP はほとんど寄与しない結果が得られた．また，実物大試験では，接着剤のみを適用した荷重－変位関係は得られていないものの，載荷の初期段階から CFRP のひずみが直線的に増加していることが明らかとなった．これらの結果より，載荷初期段階から接着剤を適用した接合部と CFRP の両者が荷重を分担しているが，その割合は接合部の方が大きいと考えられる．これは，引張力を負担する接着剤の面積 (ブラケット幅 (実物大試験体 600 mm, 縮小モデル試験体 350 mm) × 接合面引張領域の長さ)

が、CFRP の面積（設計厚 0.286 mm×幅（実物大試験体 220 mm，縮小モデル試験体 200 mm）と比較して大きく，接合部の剛性が高いためと考えられる．载荷初期段階の接合面の単位面積当たりの引張剛性は，エポキシ樹脂の弾性係数（表 6-5）を平均厚で除して求まると考えられる．平均厚を施工時の塗布量（接着ケース片面 3.0 kg/m²×2 面，打継ケース片面 1.4 kg/m²×1 面）とエポキシ樹脂の比重（表 6-5）より算出すると，接着ケースで約 4.0 mm，打継ケースで約 1.4 mm となる．エポキシ樹脂の弾性係数をこの平均厚で除すると，引張剛性は接着ケースで 1120 N/mm³，打継ケースで 2570 N/mm³となる．実物大試験体のブラケット幅 600 mm および単位長さ 1 mm 当たりの剛性は，接着ケースで 672 kN/mm，打継ケースで 1540 kN/mm となる．一方，CFRP の剛性は前述のとおり，実物大中型試験体の試験値が 552 kN/mm であった．よって，接合部長さ 1 mm 当たりの剛性が CFRP の剛性よりも高いことがわかる．接合部の引張領域の長さを载荷試験で計測できておらず，接合部と CFRP の剛性の割合は一概に算出できないが，引張領域の長さは少なくとも数十 mm 以上であると考えられ，接合部の剛性が CFRP のそれと比較して数十倍以上となることが推察される．载荷初期段階の荷重分担割合については，次節で FEM 解析により検証する．

その後，ブラケット構造の剛性が低下していくが，接合部に生じる微細な破壊が徐々に進行するためと考えられる．この時，CFRP の荷重分担割合が増加し，CFRP が引張補強材として機能することにより荷重は一定レベルまで増加し，最終的に破壊に至ると言える．第 5 章の検討および実物大中型ブラケット試験結果より，破壊時のブラケット変位は，CFRP 埋込み定着部のコーン状の剥離破壊時の CFRP 変位とほぼ同等であることが明らかとなった．よって，ブラケット構造の最終的な破壊は，埋込み定着部の剥離破壊であると考えられる．また，実物大試験結果より，本研究で採用した PC 鋼棒によるバックアップ構造は，せん断キヤと機能を補完しあうことにより，十分な安全性を確保できることが明らかとなった．

以上の結果を踏まえ，ブラケット構造の短期荷重による破壊シナリオを以下のとおり設定する．

①载荷初期段階

接合部と CFRP の両方で荷重に抵抗するが，荷重の大部分が接合部により分担される段階

②CFRP 荷重分担増加段階

接合部に微細な破壊が生じ始め，接合部の剛性が低下し CFRP の荷重分担割合が増加する段階

③CFRP 機能段階

接合部の破壊が進行し，接合部のみでは荷重を支持できなくなり，CFRP が引張補強材として一部荷重を支持することで安定した状態となる段階

④最終破壊段階

接合部の強度が低下し，CFRP の支持する荷重が大きくなり，最終的に埋込み定着部が剥離破壊する段階

⑤バックアップ構造機能段階

PC 鋼棒とせん断キヤが機能を補完しあい，構造安定を保つ段階

上記に設定したシナリオどおりにブラケット構造の破壊が進展するかを次節の非線形 FEM 解析により検証する．なお，長期荷重に対しては，接着剤のクリープ変形や経年劣化等による接合部の変形や強度低下により，载荷初期段階で CFRP が主な抵抗機構となることが考えられる．長期耐久性に関わるこのシナリオに対する安全性は，第 8 章の簡易設計手法の検討で配慮することとする．

6.5 非線形 FEM 解析による破壊シナリオの検証

6.5.1 解析概要

載荷試験の再現性および破壊シナリオを検証することを目的として，実物大試験における中型ブラケットを対象に，2次元非線形 FEM 解析を実施することとした．解析モデルおよび条件を図 6-29，表 6-10 に示す．主桁部の寸法および要素厚さは，ブラケットに対し十分高い剛性となるように決定した．コンクリートの弾性係数は接着ケース MP，打継ケース MC の主桁の結果（表 6-8）を平均した．使用する要素は 4 節点平面応力要素，2 節点トラス要素および 2 節点インターフェイス要素^{6,8)}とし，載荷は変位制御により実施した．接合部以外の要素は線形要素とし，接合部は非線形インターフェイス要素を用いた 1 本の離散ひび割れによりモデル化した．これは，載荷試験により接合部近傍以外の破壊は確認されなかったこと，および接合部近傍のコンクリートの破壊は第 4 章の検討で求めた接合部の引張軟化特性により考慮されることを踏まえて決定した．

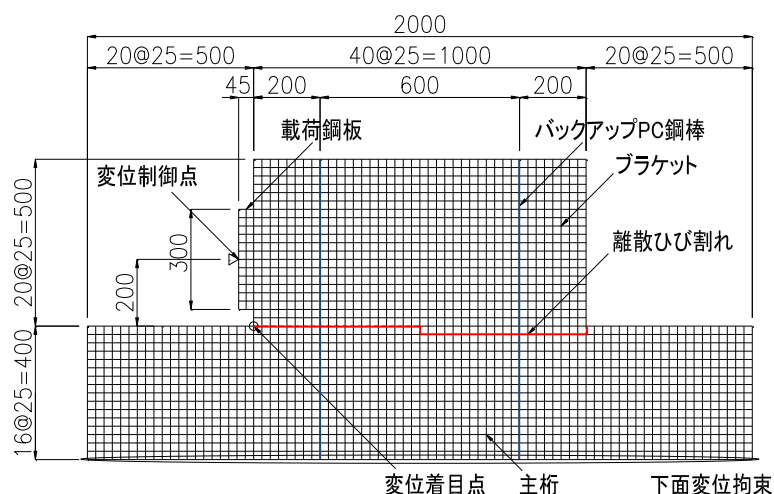


図 6-29 中型ブラケット FEM 解析モデル（単位:mm）

表 6-10 解析条件

コンクリート	要素タイプ	4節点平面応力要素
	要素厚さ	600 mm（ブラケット），1800 mm（主桁）
	弾性係数	35.0 GPa（試験結果より）
	ポアソン比	0.200
載荷鋼板	要素タイプ	4節点平面応力要素
	要素厚さ	300 mm
	弾性係数	200 GPa
	ポアソン比	0.300
バックアップ PC鋼棒	要素タイプ	2節点トラス要素
	軸剛性	56.8 kN/mm ³ （PC鋼棒 φ17mm×2本）
離散ひび割れ	要素タイプ	2節点インターフェイス要素
	要素厚さ	600 mm
	軸剛性	接合部モデル：1120 N/mm ³ （MP），2570 N/mm ³ （MC） CFRPモデル：9000 N/mm ³ （MP，MC共通）
	せん断剛性	接合部モデル：415 N/mm ³ （MP），952 N/mm ³ （MC） CFRPモデル：0 N/mm ³ （MP，MC共通）

離散ひび割れの構成則は、図 6-30 に示す引張軟化曲線によりモデル化した。最大引張応力は、接着ケース MP，打継ケース MC の主桁の引張強度を平均し 3.0 MPa (表 6-8) とした。MP, MC とも、コンクリート標準示方書^{6.3)}に規定される引張軟化曲線を基本とし、MP では引張軟化曲線をひび割れ幅 0.015 mm まで平行移動し、MC では勾配変化点の応力を 1/2 に修正した。これは、第 4 章の検討で、接着ケースの引張軟化曲線はひび割れ幅が 0.015 mm に達するまで最大引張応力を保持し、それ以降は一体打ちコンクリートと類似した軟化曲線を示したこと、および打継ケースの引張軟化曲線は、一体打ちコンクリートの引張軟化曲線の包絡線内であり、破壊エネルギーが一体打ちコンクリートの 1/2 程度であったことを踏まえて仮定した。なお、接着剤を適用することによる曲げ接着強度の増減は考慮していない。

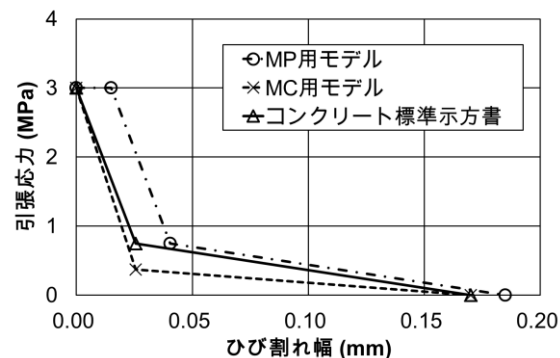


図 6-30 解析に用いた引張軟化曲線

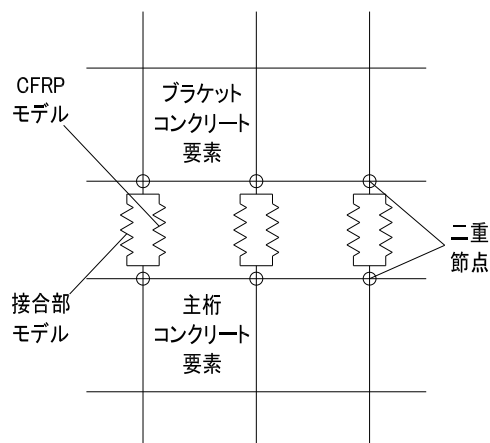


図 6-31 離散ひび割れモデルの概念図

CFRP の配置位置は、上記の非線形の引張軟化要素と、式 (6.1) による剛性を CFRP 面積で除して応力換算した線形インターフェイス要素を別々にモデル化し、節点を共有させた。すなわち、CFRP を配置した離散ひび割れ部は、図 6-31 に示す概念図のとおり、接合面の同じ座標に二重の節点を設け、接合部と CFRP の並列バネによりモデル化したこととなる。以降、これらを接合部モデルと CFRP モデルと呼ぶ。接合部モデルのひび割れ前の圧縮および引張剛性は、エポキシ樹脂の弾性係数を平均厚で除して求めた。エポキシ樹脂の弾性係数は表 6-5 に示した値を用い、平均厚は前節で述べたとおり施工時の塗布量とエポキシ樹脂の比重より算出した。また、せん断剛性はエポキシ樹脂のポアソン比を 0.35 として求めた。CFRP モデルの軸剛性は式 (6.1) により算出し、せん断剛性は CFRP の繊維を配列しない方向の剛性であることから 0 と仮定した。載荷試験結果を踏まえ、解析上の破壊は、載荷面に配置した CFRP の応力が主桁コンクリートを剥離破壊させる応力 (512 MPa) に達する時点と定義した。なお、この時の CFRP モデルの変位は、応力をインターフェイス要素の軸剛性で除することにより求め、0.057 mm である。

バックアップ PC 鋼棒が破壊までほとんど荷重を負担せずに機能しないことを確認するため、PC 鋼棒を 2 節点トラス要素によりモデル化した。PC 鋼棒はブラケット上面と主桁下面の 2 つの節点をコンクリートの節点と共有させ、1 つのトラス要素で PC 鋼棒全長をモデル化した (図 6-29)。ここで、試験体と解析モデルで PC 鋼棒の長さが異なる (試験体 1600 mm, 解析モデル 900 mm) ため、解析モデルの PC 鋼棒断面積を 0.56 倍し、試験体と解析モデルの PC 鋼棒軸剛性が同等となるよう調整した。また、試験体には工場で事前にポリエチレン管およびグリースにより被覆されたアンボンド PC 鋼棒を使用したため PC 鋼棒とグリースの摩擦の影響により、厳密には PC 鋼棒の引張力が全長にわたり一様とされないが、その影響は小さいと考え摩擦の影響を無視してモデル化した。

6.5.2 解析結果および考察

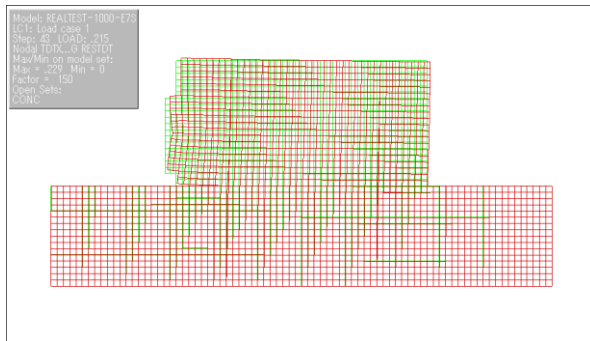
接着ケース MP の破壊時の変形図を図 6-32 に、MP の解析と試験結果の比較を図 6-33 に、打継ケース MC の解析と試験結果の比較を図 6-34 に、MP と MC の解析結果の比較を図 6-35 に示す。

MP の解析結果は、荷重－変位曲線および荷重－CFRP ひずみ曲線とも、破壊前に載荷終了した MP-1 と良く一致する結果が得られた。解析では荷重が 430 kN の時、接合部引張縁の引張応力が局所的に 3.0 MPa に達してひび割れが発生し、荷重－変位曲線において勾配の変化が確認できる。その後、引張縁の接合部モデルは 3.0 MPa の引張応力を保持し、荷重 980 kN の時ひび割れ幅が 0.015 mm を超え、引張軟化領域に入った。荷重－変位曲線からは、わずかではあるが荷重 1000 kN 付近での勾配変化が確認できる。その後、接合部モデルのひび割れが進展して行くに連れ、剛性が徐々に低下し、荷重増加に対する CFRP ひずみの増加割合が大きくなり、荷重 1300 kN 付近からはほぼ一定の剛性となっている。荷重 1640 kN の時に CFRP モデルの剥離破壊変位に達した。図 6-32 (b) に示した破壊時の変形図では、インターフェイス要素の開きが確認でき、引張縁から 4 つ目の要素まで（引張縁から 100 mm）の区間がひび割れ幅 0.015 mm を超え、軟化領域に入っていた。前節の破壊シナリオと比較すると①載荷初期段階はひび割れ発生荷重の 430 kN 付近まで、②CFRP 荷重分担増加段階は荷重 430～1300 kN、③CFRP 機能段階は荷重 1300～1600 kN、④最終破壊段階は荷重 1600 kN 以降に該当し、想定したシナリオどおりに破壊が進展することが確認された。

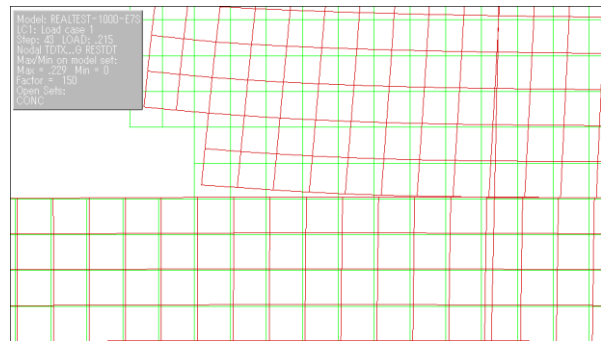
ここで、接着剤と CFRP の荷重分担割合について検証する。ひび割れ発生時（載荷荷重 430 kN）の接合部モデルおよび CFRP モデルの応力より、それぞれの負担する引張力を算出すると、接合部モデルは 112 kN、CFRP モデルは 3.12 kN であった。ここで、接合部モデルの引張領域は CFRP を配置した接合面中央よりも引張側のみであった。したがって、引張力の分担割合は、ひび割れ発生までは約 36 : 1 であり、そのほとんどが接合部により負担されていることがわかる。同様に、破壊時に負担する引張力を算出すると、接合部モデルは 412 kN、CFRP モデルは 53.7 kN で、分担割合は約 8 : 1 まで変化し、接合部モデルの引張軟化にともない CFRP モデルの分担割合が増加することが確認された。なお、破壊時の接合部モデルの引張領域は、ひび割れ発生時と同様に接合面中央よりも引張側のみであった。破壊時においても CFRP の荷重分担割合が比較的低い理由は、接合部モデルの軟化領域が前述のとおりの引張縁から 100 mm 程度であり、それより接合面中央側に配置した CFRP がほとんど寄与していないためである。したがって、ここでの CFRP が負担する引張力は、CFRP のみで負担できる引張力とは異なることを注記する。

破壊時の PC 鋼棒ひずみに着目すると、ひずみは 50 μ であり（図 6-33 (b)）、この時の PC 鋼棒に作用する引張力は 2.55 kN である。破壊時に接合部モデルおよび CFRP モデルに作用する引張力の合計は 466 kN であり、PC 鋼棒に作用する引張力はその 0.5 % であった。したがって、バックアップ構造として配置した PC 鋼棒は、ブラケット構造の破壊荷重にほとんど寄与していないことが確認された。なお、図 6-26 に示した載荷試験結果では、破壊時の PC 鋼棒の引張力は 1.70 kN であり、試験値と解析値はほぼ同等であったと言える。また、事前に実施した PC 鋼棒をモデル化しない解析と、ここで示した PC 鋼棒をモデル化した解析では、荷重－変位曲線および荷重－CFRP ひずみ曲線が一致し、PC 鋼棒のモデル化によるブラケット構造全体への影響は確認されなかった。

MC の解析結果に着目すると、荷重－変位関係は、特異な結果である MC-2 を除き試験結果と良く一致したと言える。また、荷重－CFRP ひずみ関係は、MC-2 を含めてすべての試験結果と同様な傾向が得られた。解析では荷重が 330 kN の時、接合部引張縁の引張応力が局部的に 3.0 MPa に達してひび割

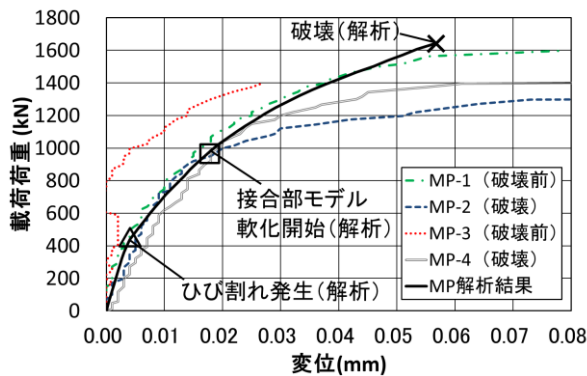


(a) 解析モデル全体

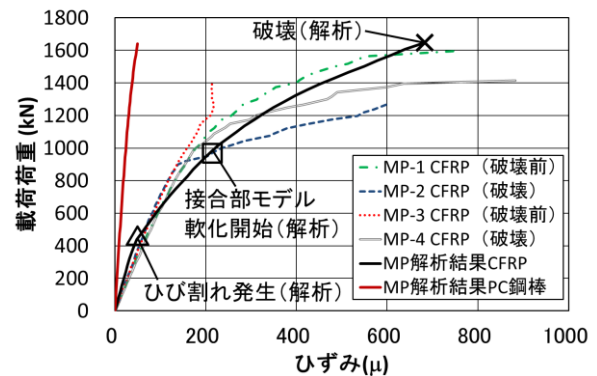


(b) 引張縁拡大図

図 6-32 破壊時の変形図 (中型接着ケース MP)

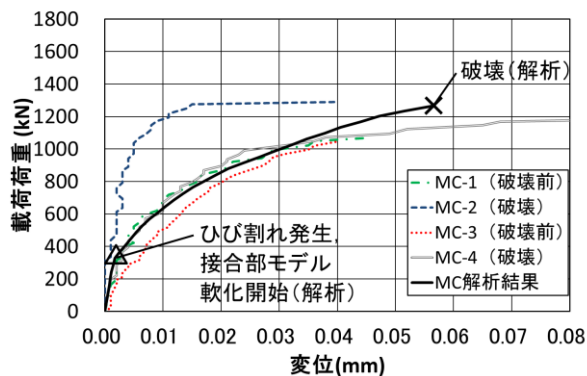


(a) 荷重－変位関係

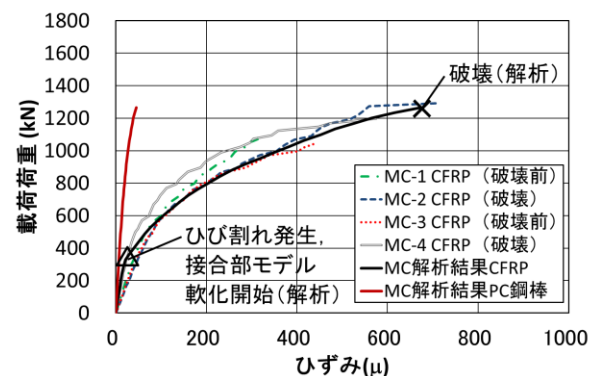


(b) 荷重－CFRP, PC 鋼棒ひずみ関係

図 6-33 解析結果と試験結果の比較 (中型接着ケース MP)

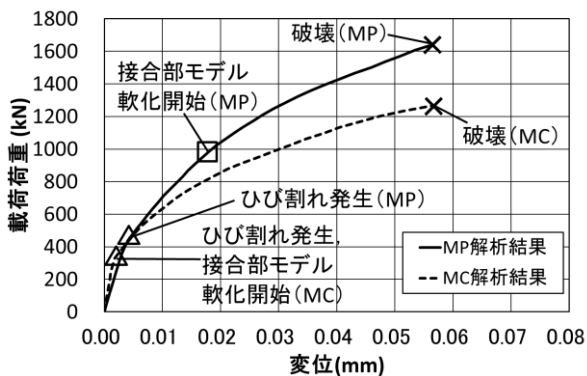


(a) 荷重－変位関係

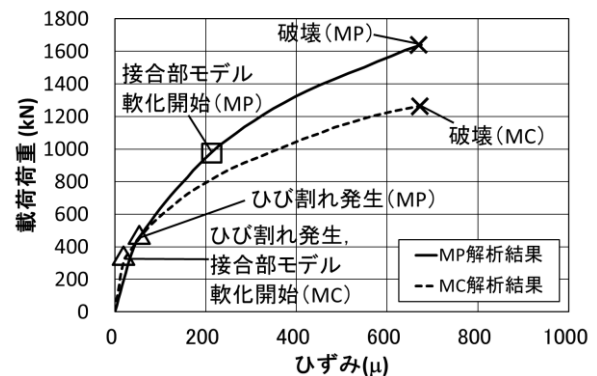


(b) 荷重－CFRP, PC 鋼棒ひずみ関係

図 6-34 解析結果と試験結果の比較 (中型打継ケース MC)



(a) 荷重－変位関係



(b) 荷重－CFRP ひずみ関係

図 6-35 MP と MC の解析結果の比較

れが発生し、荷重－変位曲線において勾配の変化が確認できる．その後、引張縁の接合部モデルは直ちに軟化領域に入り、接合部モデルのひび割れが進展して行くに連れ、剛性が徐々に低下し、荷重 900 kN 付近からはほぼ一定の剛性となっている．解析上の破壊荷重は 1270 kN であった．前節の破壊シナリオと比較すると、①载荷初期段階：荷重 330 kN まで、②CFRP 荷重分担増加段階：330～900 kN、③CFRP 機能段階：900～1200 kN、④最終破壊段階：1200 kN 以降に該当すると考えられる．

なお、解析モデルにおいて、MP と MC の差は、接合部モデルの剛性および引張軟化特性のみであり、その結果、図 6-35 に示した違いが得られた．初期剛性は接合部モデルの軸剛性に依存しており、MC は MP の 2.5 倍程度である．接合モデルの剛性が高い MC は引張強度に達する荷重が低く、剛性が高いほど、解析上は引張縁に応力集中が生じることがわかる．全体的な挙動を比較すると、初期剛性および引張強度に達する荷重の違いによる影響は少ない．その後、接合部モデルの引張軟化のじん性が高い MP は、MC と比較して接合部の負担する荷重が大きく、最終的な破壊荷重で 30% 程度の差が生じた．この差は载荷試験結果（20% 程度の差）とも傾向は合致する．よって、接合部モデルの引張軟化特性が解析結果に与える影響は大きく、取扱いに注意する必要があるが、今回仮定した引張軟化特性を適用することにより、载荷試験を一定の精度で再現できることが明らかとなった．

ここで、ここまで述べた中型ブラケット試験体と同様の手法で構築した FEM 解析モデルにて大型ブラケット試験体の解析を試みる．解析モデルは図 6-29 に示した中型ブラケットモデルのブラケットの橋軸方向長さを 1500 mm とし、要素寸法は中型ブラケットモデル同様 25 mm×25 mm とした．解析条件は表 6-10 に示したとおりである．接着ケース LP および打継ケース LC の荷重－変位関係を図 6-36 に、荷重－CFRP ひずみ関係を図 6-37 に示す．荷

重－変位関係に着目すると、中型ブラケットと同様な傾向の解析結果が得られた．ここで、LP の破壊荷重は、2140 kN、LC の同荷重は 1740 kN であった．载荷試験では LP、LC とも 2000 kN で破壊しなかったことを考慮すると、解析で得られた荷重は 2 割程度低いと考えられる．この要因として、接合部モデルの引張強度および引張軟化特性が挙げられる．図 6-37 に示した荷重－CFRP ひずみ関係に着目すると、LP、LC とも荷重 500 kN を超え

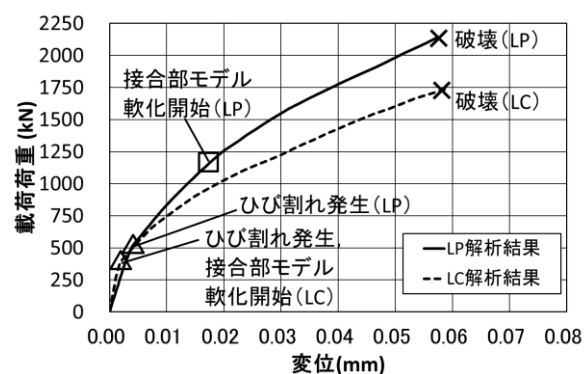
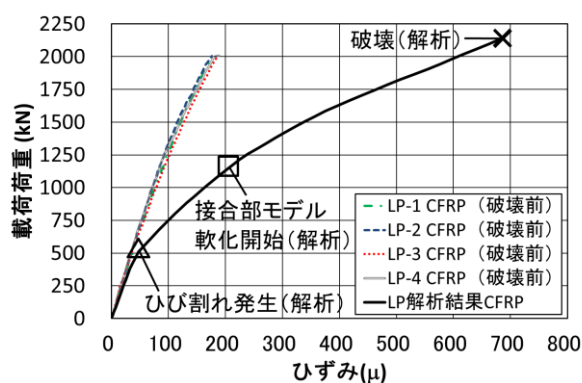
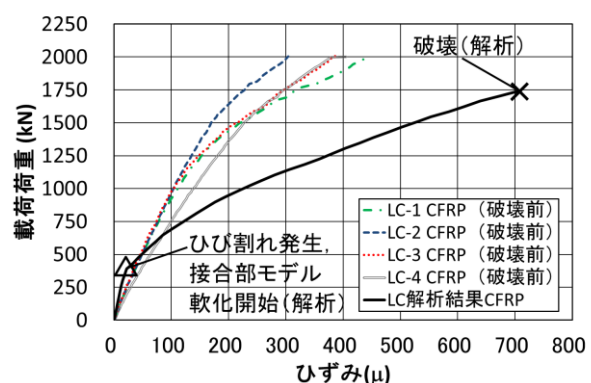


図 6-36 荷重－変位関係（大型ブラケット）



(a) 大型接着ケース LP



(b) 大型打継ケース LC

図 6-37 解析結果と試験結果の比較（荷重－CFRP ひずみ関係）

た付近から解析と試験の勾配に差が見られる。この勾配に接合部モデルの引張軟化特性が影響を与えることは前述のとおりであり、図 6-30 で設定した引張軟化特性が大型試験体に対し安全側の仮定であったことが要因と考えられる。中型試験体で良く一致し、大型試験体で多少かい離した理由を明らかとするのは本試験結果のみでは困難であるが、一つの可能性として、寸法効果の影響により引張軟化特性が見かけ上異なった可能性が挙げられる。以上の試験結果、解析結果を踏まえると、LC の破壊荷重は最も低い試験体で 2000 kN を少し超える程度と推察され、第 8 章の簡易設計手法の検討では、LC の破壊荷重は 2000 kN と見なすこととする。LP は破壊の兆候を示しておらず、試験結果から破壊荷重を推察するに至らなかったが、本研究では解析で得られた 2140 kN を破壊荷重と見なすこととする。

6.6 本章の結論

本章では、接着剤および CFRP を適用したブラケット構造の強度および破壊メカニズムを明らかにすることを目的として、1/2 スケールの縮小モデル試験体および実物大試験体による載荷試験を実施した。縮小モデル試験の試験パラメータは、ブラケット構造の構築方法（プレキャストまたは場所打ち）、接着剤の種類、CFRP 補強の有無および施工方向とし、実物大試験の試験パラメータは、ブラケット構造の構築方法およびブラケットの橋軸方向寸法とした。これらの載荷試験結果を踏まえ、ブラケット構造の破壊シナリオを設定し、そのシナリオを非線形 FEM 解析により検証した。これらの検討の結果、得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 接着剤と CFRP 補強を適用することにより、それらの合成効果のあることが明らかとなった。縮小モデル試験結果から、ブラケット構造に接着剤を適用することにより一体打ちの 80~90% 程度の強度が、CFRP 補強により同 70% の強度が、接着剤と CFRP 補強を併用することにより同 100~110% 程度の強度が期待できることが示された。
- (2) ブラケット構造の強度はその破壊性状の影響を受け、接合面が曲げモーメントを受けた際の引張側の破壊面が既設コンクリートの表層に近いほど強度が低く、鉄筋を露出させる程度に深いと強度が高くなることが示された。適用するエポキシ樹脂により破壊性状が異なり、打継用エポキシ樹脂を適用した場合は破壊面が表層に近く、接着用エポキシ樹脂を適用した場合は破壊面が深かった。これらの違いはエポキシ樹脂のコンクリートへの接着強度が要因であると推察した。
- (3) 打継用エポキシ樹脂を用いた鉛直面施工とした場合、ブラケットとエポキシ樹脂の界面で一部接着破壊が確認された。施工方向に起因してコンクリートとエポキシ樹脂の接着強度が低下した可能性が示唆されるが、CFRP 補強を同時に適用したため、強度への影響は 10% 程度と少なかった。また、接着用エポキシ樹脂を用いて鉛直面施工とした場合、多くの試験体でその影響は確認されなかったが、縮小モデル試験において、試験体 1 体のみ既設コンクリートの表層で破壊し、その時の強度は打継用エポキシ樹脂が接着破壊した時と同等であった。
- (4) 既設コンクリートの接合面に角度を設けた場合、破壊強度が 14% 低下した。接合面の角度によりブラケット中央での実質載荷高さが大きいため、見かけの強度が低下したと言える。実質載荷高さをを用いて曲げ強度を算出すると、角度のない試験体と同等以上の強度となることが明らかとなった。
- (5) はり理論による接合面引張縁の曲げ応力が 0.7 MPa となる荷重を設計荷重と設定した場合、縮小モデル試験体、実物大試験の中型試験体、大型試験体とも想定した設計荷重の 3 倍程度以上（曲げ強度 2.1 MPa 程度）の破壊強度が期待できることが明らかとなった。寸法効果や施工のばらつきによる明確な強度低下は確認されなかった。また、実物大試験では、一部の試験体で設計荷重および最

大荷重の繰返し載荷を実施したが、その影響は見られなかった。

- (6) 実物大中型試験体の試験結果より、CFRP のひずみと接合部の変位は比例関係となり、ブラケットの構築方法およびエポキシ樹脂の種類に関わらず一定の勾配が示された。この知見に基づき、接合部変位は、CFRP の埋込み定着部からの拔出し変位（第 5 章、式 (5.2)）とブラケット側面でのすべり変位の和と等しいとした時の CFRP 剛性算出式（式 (6.1)）を提案した。この提案式と第 4 章の検討結果に基づき設定した接合部の引張軟化曲線を適用した非線形 FEM 解析により、中型試験体の試験結果と解析結果が良く一致することを示した。
- (7) 縮小モデル試験および実物大試験結果より、ブラケット構造の破壊シナリオを設定した。まず、最初は接合部が主として荷重に抵抗し、その後、CFRP が有効に機能し始め、CFRP の荷重負担割合が増加していき、最終的に CFRP の埋込み定着部がコーン状に剥離破壊する。非線形 FEM 解析により、この破壊シナリオどおりにブラケット構造の破壊が進展することが確認された。
- (8) 接合部および CFRP 埋込み定着部の破壊時に、バックアップ構造として配置した PC 鋼棒が有効に機能し、せん断キーと機能を補完しあうことにより、安定して荷重を支持することが明らかとなった。この時の PC 鋼棒に作用する引張力およびせん断キーに作用する圧縮力は、接合面圧縮縁を回転中心とした力のつり合いより精度良く算出できることが示された。

以上の得られた知見を踏まえ、提案するブラケットの簡易設計手法（第 8 章）の設定方針および今後の検討方針を以下のとおりとした。

- ① **ブラケット構造の曲げモーメントに対する設計は、はり理論により求まる曲げ応力を基本とする。**
- 本章の検討により、はり理論による曲げ応力を算出し、コンクリート標準示方書式による曲げ強度を指標とすることで、一定の精度で破壊荷重を推定できることが示された。取扱いの簡便さを考慮し、簡易設計手法は、この曲げ応力によることとし、適用範囲は本章で検討を実施した橋軸方向長さ 1500 mm までとする。
- ② **バックアップ構造としての PC 鋼棒の検討およびせん断力に対する設計は、ブラケット構造破壊時の力のつり合いを考慮する。**
- 接着剤および CFRP 補強が本研究で想定していない事象により破壊した時に、ブラケット構造としての安全性を確保する必要がある。本章の検討により、接着剤および CFRP 埋込み定着部が破壊した際、PC 鋼棒とせん断キーが機能を補完しあい安全性を確保できることが明らかとなった。よって、ブラケット構造破壊時の力のつり合いを考慮し、バックアップ構造としての PC 鋼棒の検討およびせん断力に対する設計を実施する。
- ③ **ブラケット構造の長期耐久性は、実物大試験体を暴露することにより、長期的に検証する。**
- 本章の検討により、短期荷重に対するブラケット構造の破壊性状および強度が明らかとなったが、持続荷重の影響および材料劣化による強度低下について、安全性を確保する必要がある。よって、実物大試験の大型ブラケット試験体を別途製作し、外ケーブルを緊張した状態で屋外に暴露し、これらの影響の有無を検証することとする（第 7 章）。

参考文献

- 6.1) プレストレスト・コンクリート建設業協会：外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル（案），2007.
- 6.2) プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC 技術の変遷，2003.
- 6.3) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書 設計編，2012.
- 6.4) 佐藤靖彦，浅野靖幸，上田多門：炭素繊維シートの付着機構に関する基礎研究，土木学会論文集 No.648，V-47，pp.71-87，2000.
- 6.5) 上原子晶久，下村匠，丸山久一，西田浩之：連続繊維シートとコンクリートの付着・剥離挙動の解析，土木学会論文集，No.634，V-45，pp.197-208，1999.
- 6.6) 出雲健司，佐伯昇，大沼博志：連続繊維シートとコンクリートの付着強さの算定，土木学会論文集，No.641，V-46，pp.167-178，2000.
- 6.7) 吉澤弘之，呉智深，袁鴻，金久保利之：連続繊維シートとコンクリートの付着挙動に関する検討，土木学会論文集，No.662，V-49，pp.105-119，2000.
- 6.8) TNO DIANA: User's Manual Release 9.4.3, 2011.

第7章 外ケーブル定着ブラケット構造の長期耐久性に関する研究

7.1 本章の目的

第6章までの検討により、提案する接着剤および CFRP を適用したブラケット構造は、短期荷重に対して想定したシナリオどおりの破壊性状を示すことが明らかとなった。本章では、外ケーブルによる持続荷重が作用した時のブラケット構造の安全性を検証することを目的として、以下の試験を実施することとした。まず、要素的な試験として、接着剤を適用したコンクリート接合部および CFRP 埋込み定着部のクリープ試験を実施した。クリープ試験の載荷荷重は、ブラケット構造に適用する設計荷重レベルを想定して決定した。クリープ試験温度は、20℃と 40℃の2水準を設定し、クリープ挙動の温度依存性に関する検討を行った。なお、接合部のクリープ試験では、エポキシ樹脂のクリープと比較してコンクリートの乾燥収縮が大きいと考えられ、クリープ変位を直接計測するに至らなかった。一方、CFRP 埋込み定着部のクリープ試験では、クリープ変位を直接計測できたと考えられた。よって、本章では、まず、CFRP 埋込み定着部の試験結果により、エポキシ樹脂のクリープ挙動の温度依存性を明らかにした後、接合部の試験結果について述べる。最後に、ブラケット構造としてのクリープ安全性および紫外線、水分等のその他影響による劣化に対する長期耐久性の検証を目的として、実物大試験体の暴露試験を開始した。暴露試験は、第6章で述べた大型ブラケット試験体に設計荷重を載荷した状態で自然環境に暴露するものである。本章では載荷から3か月半経過した2013年12月時点までの計測結果から得られた知見について述べるが、今後、暴露を長期間にわたり継続する予定である。

7.2 炭素繊維埋込み定着部のクリープ試験

7.2.1 試験概要

(1) 試験方法

試験方法および試験状況を図7-1および図7-2に示す。クリープが問題となるのはエポキシ樹脂とコンクリートの付着強度と考えられたため、試験体および載荷支間は、第5章に述べた付着破壊を生じさせるための引抜き試験と同様とした(図5-1(b)参照)。コンクリートは幅125mm、高さ200mm、長さ400mmとし、CFRPの幅は25mmとした。コンクリート全長に渡り、幅約3mmの切込みをコンクリートカッターにて設け、その深さはCFRPの埋込み長とした。埋込み部のコンクリート長手方向の幅は20mm、深さ50mmとし、エポキシ樹脂は埋込み部の上方から流し込んで充填した。その直後にエポキシ樹脂を含浸させたCFRPを埋込み部中央に設置し、温度20℃、湿度60%の恒温恒湿室で7日間養生した。

クリープ試験は、接着系あと施工アンカーのクリープ試験法を定めている ACI 規準^{7.1)}および AASHTO 規準^{7.2)}を参考に、温度20℃および40℃の環境下で42日間(1000時間)実施した。具体的には、試験体の養生完了後、20℃

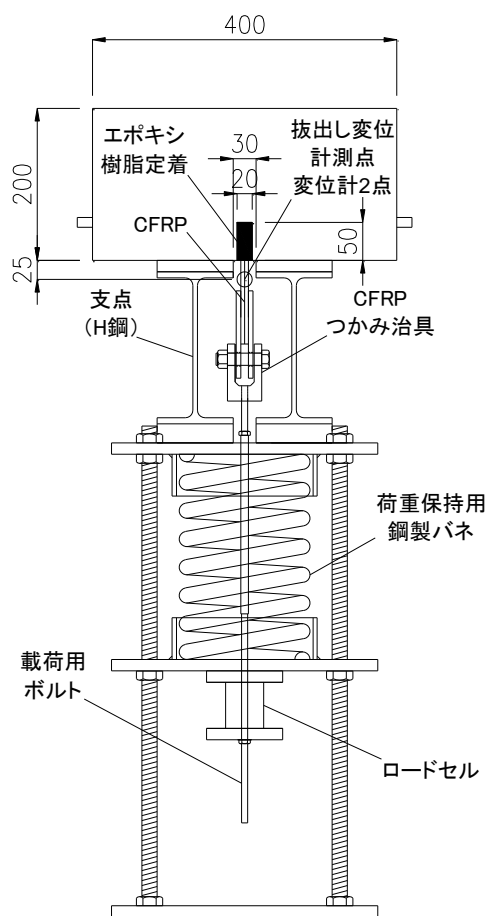


図7-1 試験方法（単位：mm）

試験では温度 20℃、湿度 60%の恒温恒湿室で載荷を行い、40℃試験では温度 40℃、湿度 40%の恒温恒湿室に試験体を設置し、その 1 日後に載荷を行い、いずれの試験も 42 日間載荷を継続した。40℃試験で湿度を 40%とした理由は、恒温恒湿室の結露を防止するためである。また、42 日経過後に破壊しなかった試験体は、クリープ試験終了後、静的載荷を実施した。

試験体は、図 7-1 に示したとおり、クリープ載荷試験装置に、支持間隔が 30mm となるよう設置した。また、荷重の保持には鋼製バネを適用し、載荷時に変位が 30mm 程度生じ、1mm 以下と推測された微小なクリープ変形に対して荷重の変動がないようバネ値を決定した。載荷荷重はロードセルにより計測することを基本としたが、一部、載荷用ボルトに貼り付けたひずみゲージにより計測した。なお、ロードセルとひずみゲージの両方を用いて荷重を計測するケースを設け、両者の荷重計測に与える影響を検証した結果、ほとんど差がないことを確認している。また、拔出し変位は、埋込み定着部から 25mm 離れた位置に変位計測用アングルを取り付け、変位計により載荷装置との相対変位を 2 点計測した（図 7-1、図 7-2）。



図 7-2 埋込み定着部クリープ試験状況

(2) 試験ケース

試験ケースを表 7-1 に示す。前述のとおり、試験温度は 20℃および 40℃とした。第 5 章の検討結果より、CFRP には実構造への適用の基本とした高弾性タイプのストランドシートを使用した。載荷荷重は、第 5 章のコーン状の剥離破壊荷重が 6kN 程度であったことを踏まえ、その 1/2 である 3kN を設計荷重の最大値として設定した。設計荷重の 1.5 倍となる 4.5kN のケースも設け、この際、CFRP の積層枚数を 3 枚とした。なお、積層枚数を 3 枚とした理由は、試験の当初計画では、載荷荷重を 10 kN 程度とする計画で、St-CFRP の破断による破壊を防止するためであった。しかし、第 5 章の検討により、コンクリートのひび割れ発生荷重が 6 kN 程度であることが明らかになり、また、後述する 40℃試験で 10kN 載荷時に試験体が引抜き破壊したため、荷重を 4.5 kN に変更した。各ケースの試験体数は 3 体とした。20℃試験では、試験体 3 体のうち 1 体は無載荷とし、荷重以外の影響を確認することとした。

表 7-1 試験ケース

試験ケース	試験温度(℃)	CFRP 種別*1 積層枚数	載荷荷重(kN)	試験体数	備考
E1	20	St-CFRP 1 枚	3.0	3 (1 体は無載荷)	剥離破壊の 50%, 引抜き破壊の 16%の荷重
E2	20	St-CFRP 3 枚	4.5	3 (1 体は無載荷)	剥離破壊の 75%, 引抜き破壊の 24%の荷重
E3	40	St-CFRP 1 枚	3.0	3	剥離破壊の 50%, 引抜き破壊の 16%の荷重
E4	40	St-CFRP 3 枚	4.5	3	剥離破壊の 75%, 引抜き破壊の 24%の荷重

*1 St-CFRP：高弾性ストランドシート

(3) 使用材料

コンクリートの配合および載荷開始日の材料試験結果を表 7-2、表 7-3 に、使用した CFRP の特性を表 7-4 に、エポキシ樹脂の特性を表 7-5 に示す。

表 7-2 コンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 G _{max} (mm)	スランプ sl (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad
15	15.0	58.0	4.5	46.6	174	300	842	985	3.30

表 7-3 コンクリートの強度試験結果

試験 ケース	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
E1-E4	25.7	1.90	25.8

表 7-4 CFRP の特性

	目付量 (g/m ²)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
St-CFRP	619	3090	731

表 7-5 エポキシ樹脂の特性

	主成分	硬化物 比重	可使時間 (分)	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	引張せん断 強度 (MPa)
St-CFRP 用	主剤：ビスフェノール A 型エポキシ 樹脂，シリカ 硬化剤：変性脂肪族ポリアミン	1.45	129	81	4.46	23

7.2.2 試験結果および考察

(1) 20℃試験

20℃試験の結果を図 7-3 に示す。ここで、拔出し変位（以下、変位）は変位計 2 基の計測結果を平均した。載荷時に計測した変位は、H 鋼等の試験装置のなじみにより、第 5 章の結果（E1 と同条件のケース B3 の 3kN 載荷時 0.030mm）と比較して 10 倍近い数値が得られ、また試験体毎のばらつきも大きかった（E1-1=0.231mm, E1-2=0.378mm）。よって、載荷による試験装置のなじみがなくなったと考えられる初期載荷終了直後を 0 とした。初期載荷時の変位は、同様な試験体での静的載荷試験結果を参照することとした（第 5 章）。また、変位計測結果が 0.002mm 上下しているが、これは変位計の計測精度と同等なため、計測誤差と考えられる。なお、無載荷の試験体は変位がほとんど生じなかったため、結果は荷重を載荷した試験体のみ示した。載荷荷重は、クリープによる若干のロスを考えて計画値を上回る荷重を与え、クリープ試験終了時の荷重は E1 で 3.1kN、E2 で 4.8kN であった。

図 7-4 に E1 と E2 の平均値の比較を示す。第 5 章の検討による静的変位を参照すると、St-CFRP 1 層、載荷荷重 3.0kN の時の変位は平均で 0.030 mm（第 5 章ケース B3）、St-CFRP 3 層、載荷荷重 4.5kN

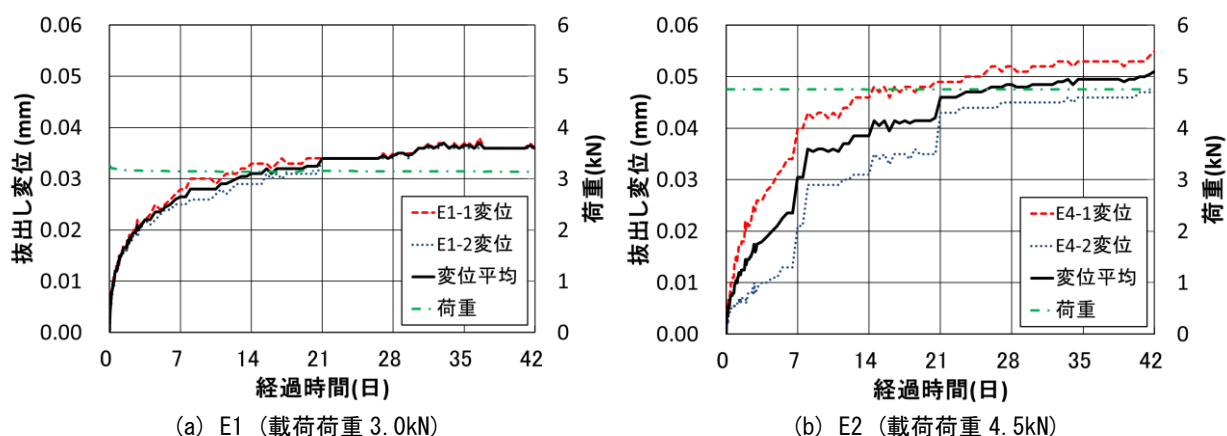


図 7-3 20℃クリープ試験結果

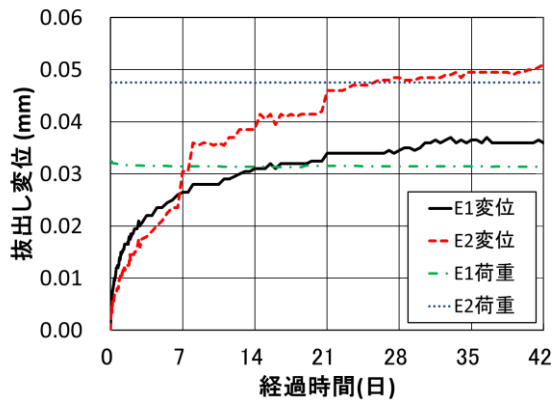


図 7-4 20°Cクリープ試験平均値の比較

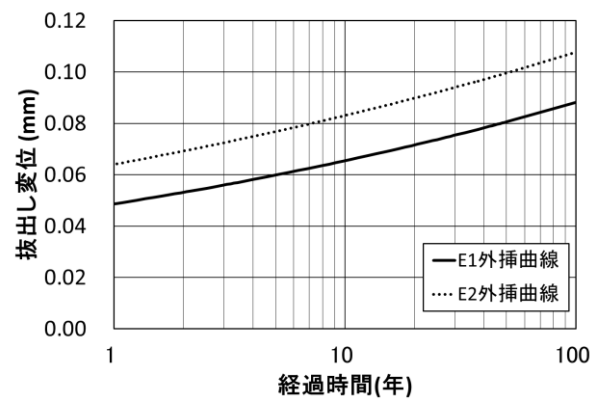


図 7-5 外挿による長期クリープ変位の予測

の時の変位は平均で 0.024 mm (第 5 章 ケース B4) であった。42 日後のクリープ変位は、St-CFRP 1 層、載荷荷重 3.0 kN の E1 で 0.036 mm (静的変位との比率 1.2)，St-CFRP 3 層、載荷荷重 4.5 kN の E4 で 0.051 mm (同 2.1) である。埋込み定着部のエポキシ樹脂に作用する応力が 1.5 倍になった結果、クリープが進行した可能性が考えられる。ただし、本試験では St-CFRP の積層枚数を E1 と E2 で変えたため、St-CFRP の軸剛性が異なる影響が含まれていることを注記する。

全体的な傾向として、E1、E4 とともに載荷初期の変位の増加が大きいが、徐々に収束する傾向が見られた。しかし、42 日後 (1000 時間後) においても、クリープ変位は収束していないと考えられた。そこで、ACI 規準を参考に Findley のべき乗則 (式 (7.1)) に基づき、100 年後まで外挿した結果を図 7-5 に示す。ここで、時間軸は対数目盛とし、外挿曲線は載荷 22 日以降の試験データを 20 点用いて推定した^{7.1)}。

$$\Delta(t) = at^b \quad (7.1)$$

ここで、

$\Delta(t)$: t 日後の変位 (mm)

a, b : 試験結果の回帰分析により定まる定数

ケース E1 : $a = 0.0227$, $b = 0.1291$ ケース E2 : $a = 0.0329$, $b = 0.1129$

t : 経過日数 (日)

なお、Findley のべき乗則に基づき長期変位を推定すると、一般に実際の試験値と比較して変位が大きくなり安全側の結果を与えること、および試験時間が長くなるほど長期変位の推定値は小さくなり予測精度が向上することが報告されている^{7.3)}。ACI 規準による安全性の評価は、①50 年後 (ACI 規準の耐用年数) の初期変位とクリープ変位の合計が静的引抜き破壊時の変位を超えないこと、および②クリープ試験後の静的引抜き破壊荷重が、クリープ載荷を行わない比較試験体の 90% 以上残存していることである。①について、クリープ破壊時の変位は、静的破壊の変位と比較して 2 倍以上となることが報告されているが、安全側の評価基準として採用したとされている^{7.3)}。

図 7-5 に示した 100 年後の推定クリープ変位は、E1 で 0.088 mm、E2 で 0.108 mm であり、前述の初期変位を合算した 100 年後の合計変位は、E1 で 0.118 mm、E2 で 0.132 mm となる。第 5 章における引抜き破壊時の変位が 0.300 mm 程度であったことを考慮すると、本研究で想定している設計荷重のレベ

ルでは、持続荷重に対して十分な抵抗性があると言える。クリープ試験後に実施した静的載荷試験では E1 は全て CFRP が破断し、E2 の引抜き破壊荷重はクリープ載荷前と同等であり、破壊荷重の低下は生じなかった。なお、ここでのクリープ試験は、埋込み定着部の破壊強度がコンクリートの剥離破壊荷重で決定され、引抜き破壊荷重に対して低い荷重レベル（16～24%）で実施したため、高いクリープ抵抗性を示したと考えられるが、荷重レベルが高い場合、異なるクリープ挙動を示す可能性がある。

(2) 40℃試験

40℃試験の結果を図 7-6 に示す。20℃試験と同様に、初期載荷終了直後の変位を 0 とした。また、E4 のうち試験体 1 体は、当初予定の 10 kN 載荷時に引抜き破壊したため結果を示していない。クリープ試験終了時の荷重は E3 で 3.0 kN、E4 で 4.7 kN であった。

図 7-7 に E3 と E4 の平均値の比較を示す。St-CFRP 1 層で載荷荷重を 3.0kN とした E3 の試験終了時の変位は平均で 0.687 mm、St-CFRP 3 層で載荷荷重を 4.5kN とした E2 の同変位は平均で 0.849 mm であった。20℃試験と比較して 15～20 倍の大きなクリープ変位が生じたが、クリープ破壊の兆候は見られず、また、クリープ試験後の静的載荷試験においても、E3 は全て CFRP が破断し、E4 の引抜き破壊荷重はクリープ載荷前と同等であり、破壊荷重の低下は生じなかった。

全体的な傾向として、特に載荷 1 日後までの変位が大きく、その後は収束する傾向が見られた。しかし、42 日後（1000 時間後）においても、クリープ変位は収束していないため、20℃試験と同様に

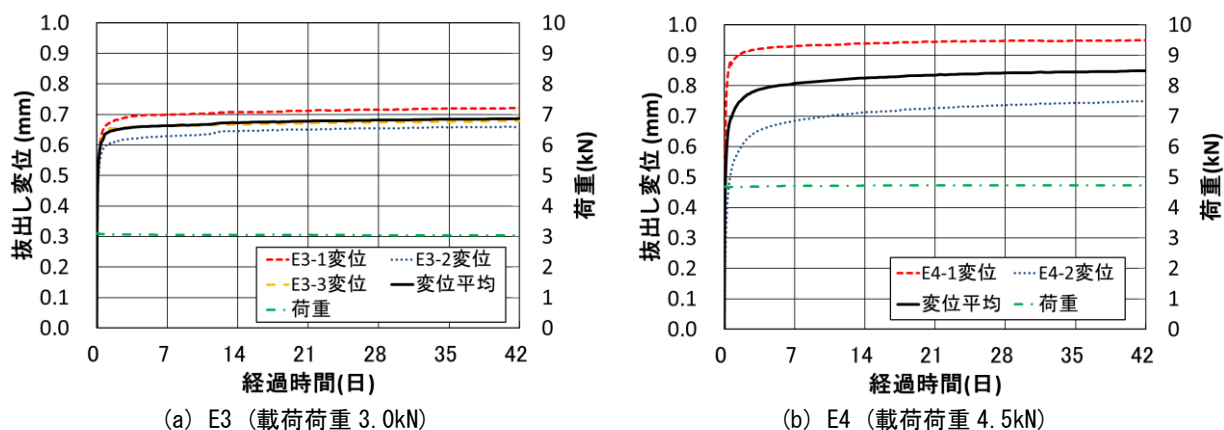


図 7-6 40℃クリープ試験結果

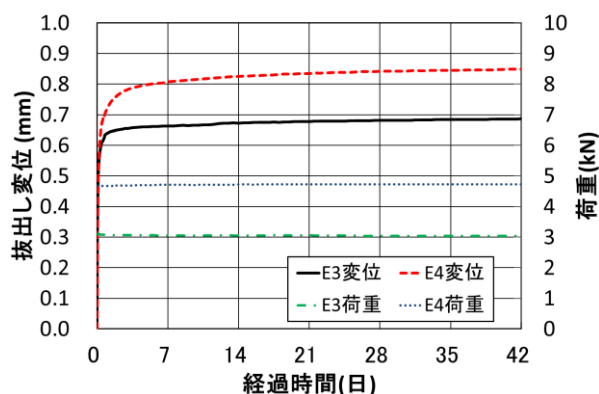


図 7-7 40℃クリープ試験平均値の比較

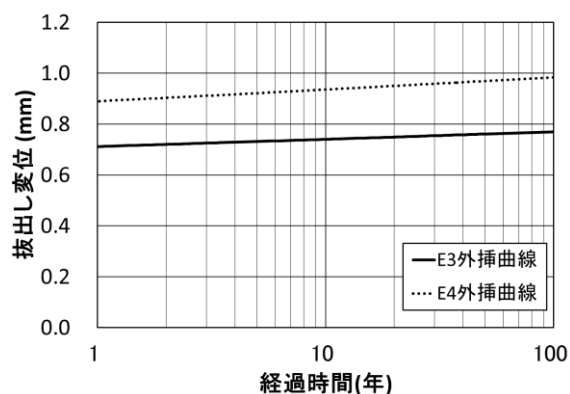


図 7-8 外挿による長期クリープ変位の予測

表 7-6 クリープ試験結果一覧（平均値）

試験 ケース	試験温度 (°C)	載荷荷重 (kN)	St-CFRP 積層枚数	変位 (mm)				
				1 日後	3 日後	42 日後	1 年後 ^{*1}	100 年後 ^{*1}
E1	20	3.0	1	0.014	0.021	0.036	0.049	0.088
E2	20	4.5	3	0.010	0.018	0.051	0.064	0.108
E3	40	3.0	1	0.639	0.656	0.687	0.712	0.771
E4	40	4.5	3	0.718	0.782	0.849	0.890	0.985

*1 外挿による推定値

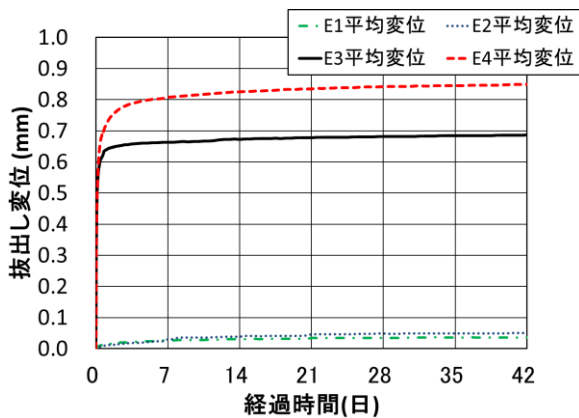


図 7-9 クリープ試験変位の比較

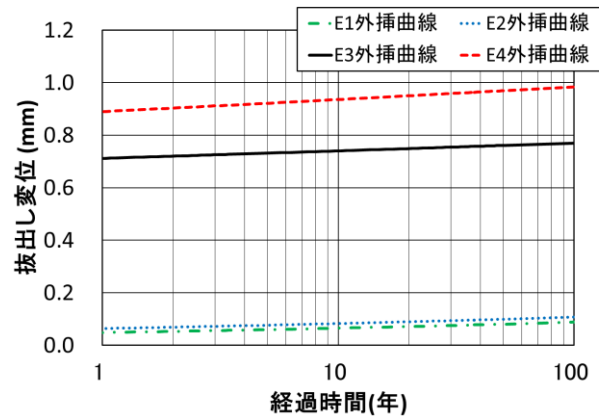


図 7-10 長期クリープ変位の比較

ACI 規準を参考として 100 年後までの変位を外挿により推定した結果を図 7-8 に示す。外挿には式 (7.1) を適用し、試験結果の回帰分析により定まる定数は、E3 で $a = 0.6436$, $b = 0.0171$, E4 で $a = 0.7821$, $b = 0.0219$ であった。なお、ACI 規準では 40°C 試験結果の外挿による推定は、耐用年数のうち、温度の高い夏期の割合を考慮して 10 年後と定められているが、ここでは 100 年後までの推定変位を示した。40°C 環境下の静的載荷試験を実施しておらず、ACI 規準の引抜き破壊変位による安全性の評価は適用できないが、100 年後の推定変位は E3 で 0.771 mm (42 日後の試験結果の 1.12 倍), E4 で 0.985 mm (同 1.16 倍) であり、42 日後から 100 年後までほとんどクリープ変位が増加していないこと、および前述のとおり、この推定方法は安全側の結果を示すことが報告されていることから、42 日後にはクリープの大部分が終了していると推察され、クリープ破壊が生じる可能性は低いと考えられる。

20°C 試験と 40°C 試験の平均値の結果一覧を表 7-6 に、変位の比較および 100 年後までの外挿結果の比較を図 7-9、図 7-10 に示す。1 年後から 100 年後までの変位変化量を 1 年あたりに換算すると、E1 から E4 まで順に、 3.9×10^4 , 4.4×10^4 , 6.0×10^4 , 9.6×10^4 mm/年であり、温度が高いほど、また、荷重が大きいほどクリープが進行することが示されるが、その値はいずれも小さい。特に 40°C 試験では載荷後数日で、大きな変位が生じているが、その後のクリープ進行速度は 20°C 試験と大差ないと言える。

載荷初期段階で温度依存性を示したが、この指標の一つとしてエポキシ樹脂のガラス転移温度（以下 T_g ）が挙げられる。使用したエポキシ樹脂の養生条件を変えた時の DSC (Differential Scanning Calorimetry) 法^{7.4)} による T_g 計測結果を図 7-11 および図 7-12 に示す。DSC 試験前の養生条件は、① 23°C7 日間（図 7-11）、および② 23°C1 日+45°C4 日（図 7-12）である。①は今回のクリープ試験とほぼ同等の養生条件であり、②は 40°C クリープ試験開始数日後に相当すると考えられる。また、参考までに②の T_g 計測で 130°C を超えるまで昇温した後に冷却後、再度 T_g を計測した結果（図 7-12、以下

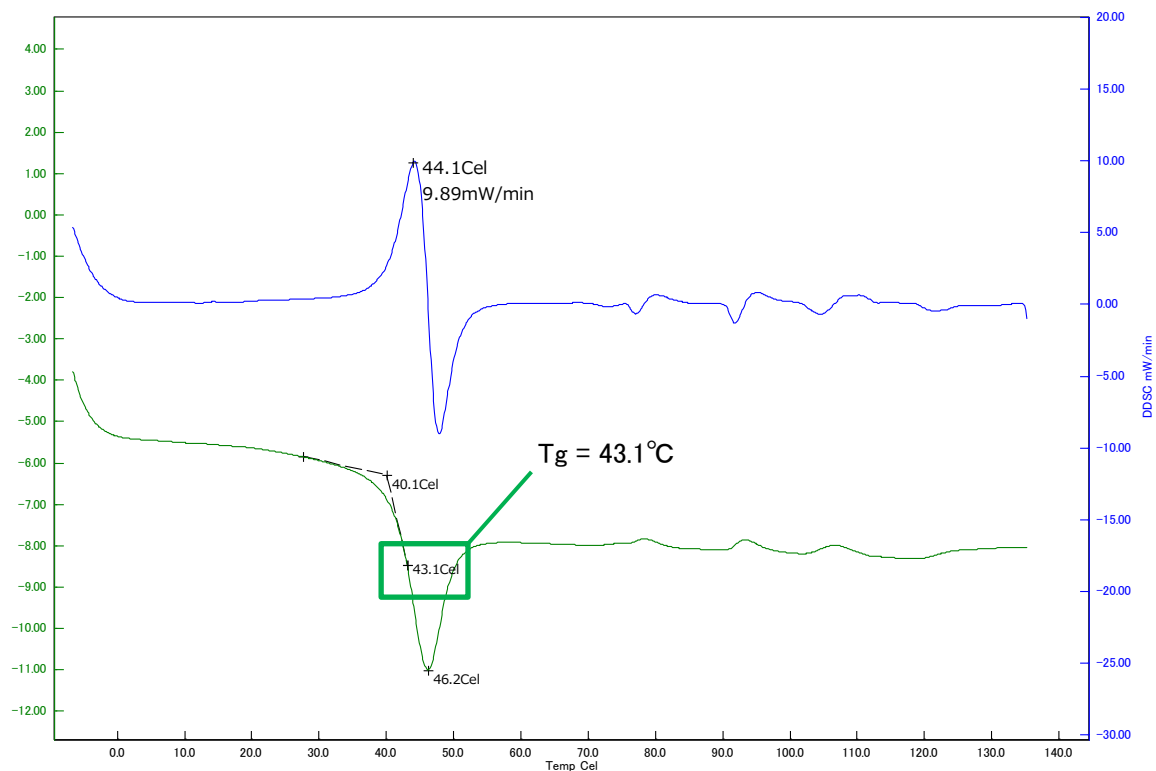


図 7-11 Tg 計測結果 (①23°C 7 日間養生後)

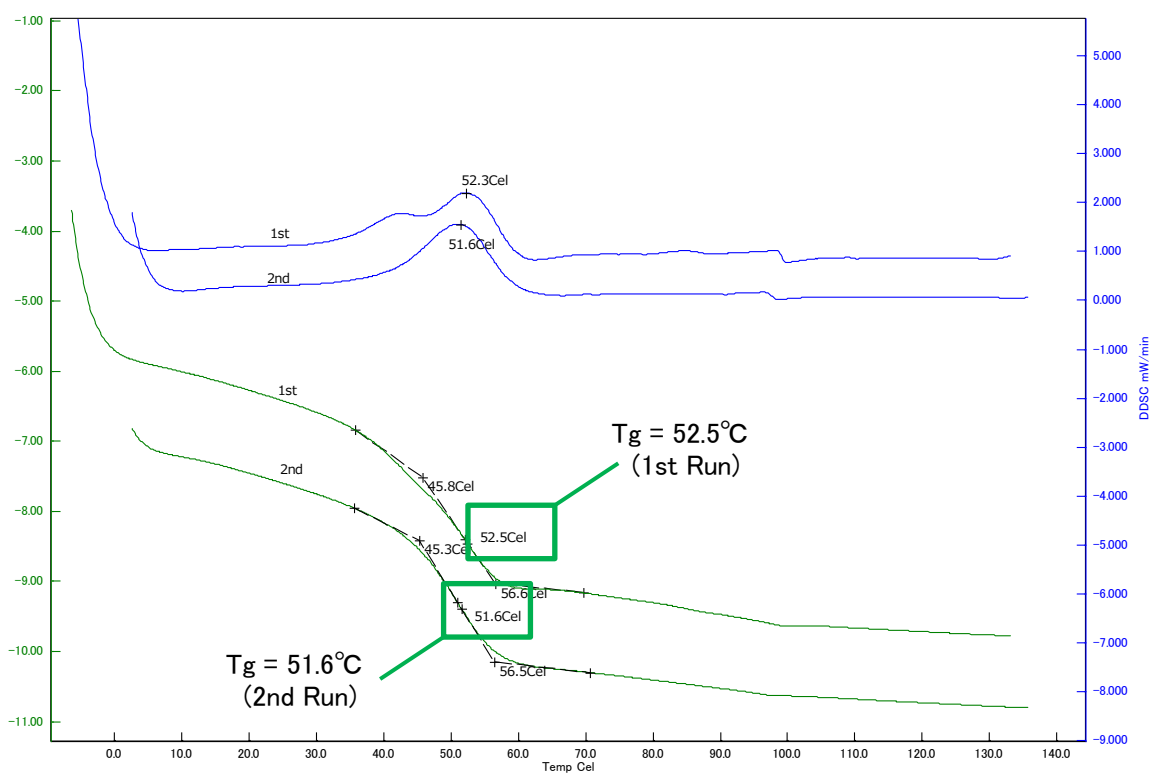


図 7-12 Tg 計測結果 (②23°C 1 日+45°C 4 日間養生後)

2nd Run) を示した。2nd Run は、エポキシ樹脂が加熱されることにより硬化が促進されるため、2nd Run の結果は樹脂の硬化がほぼ完了した時の T_g ，すなわちその樹脂の T_g の最大値と考えられる^{7.5)}。本図の緑線は DSC 曲線を、青線は DDSC 曲線（DSC 曲線の微分，または勾配）を示し、DSC の正の値が発熱，負の値が吸熱である。本章では、JIS 規格^{7.4)} に規定される中間点ガラス転移温度を T_g とする。なお、 T_g は同一なエポキシ樹脂でも測定方法により結果が異なることが知られており^{7.6)}，絶対的な値でないことおよびエポキシ樹脂の機械的性質を直接評価していないことに留意する必要がある。

図 7-11 より、クリープ試験と同等な養生条件とした時の T_g は 43.1℃である。したがって、40℃クリープ試験開始時は、試験温度はエポキシ樹脂の T_g に近い値であり、エポキシ樹脂の剛性が低下していた可能性が高い。そのため、載荷直後の変位が増加したが、その後、時間の経過とともに、荷重が

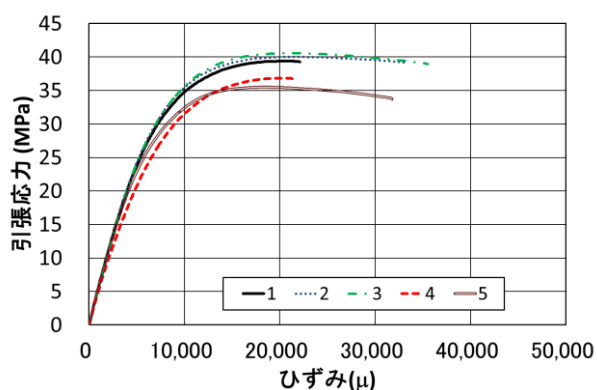


図 7-13 引張試験結果（①23℃試験）

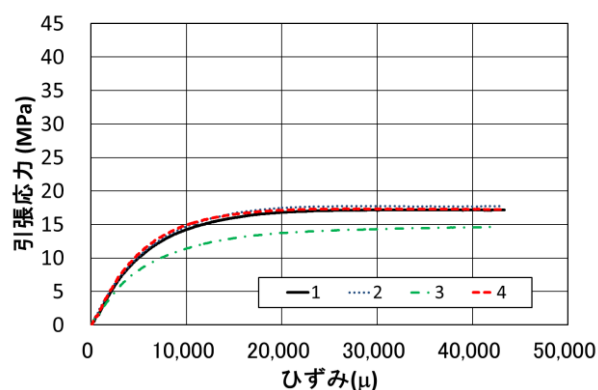


図 7-14 引張試験結果（②40℃試験）

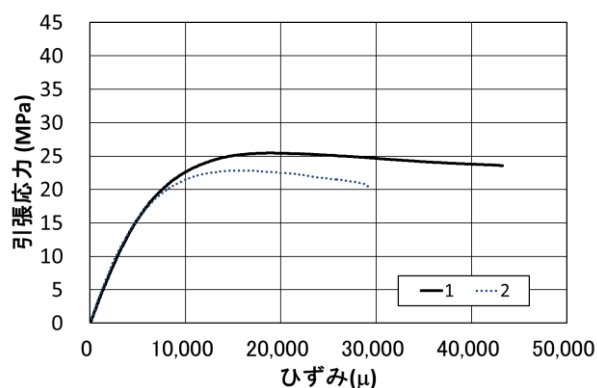


図 7-15 引張試験結果（③60℃養生後 40℃試験）

表 7-7 引張試験結果一覧

試験片	最大引張応力 (MPa)			引張弾性率 (GPa)		
	①23℃試験	②40℃試験	③60℃養生後 40℃試験	①23℃試験	②40℃試験	③60℃養生後 40℃試験
1	39.4	17.8	25.5	5.24	2.42	3.47
2	40.0	17.9	22.8	5.35	2.45	3.70
3	40.6	14.6	—	5.33	2.02	—
4	36.9	17.4	—	4.53	2.54	—
5	35.5	—	—	5.17	—	—
平均	38.5 (1.00)*1	16.9 (0.44)	24.2 (0.63)	5.12 (1.00)	2.36 (0.46)	3.59 (0.70)

*1 ()の数値は 23℃試験に対する比率を示す

載荷された状態でエポキシ樹脂の硬化が進み、 T_g が高くなったと考えられ、載荷数日後には試験温度の影響がほとんどなくなったと推察できる。なお、 23°C 1日+ 45°C 4日の1st Runと2nd Runから得られた T_g は、ほぼ同値であり、 23°C 1日+ 45°C 4日の養生条件で今回使用したエポキシ樹脂の硬化はほぼ完了していると推察される。

以上より、エポキシ樹脂の養生条件により、載荷時点の T_g が異なり、その結果、試験温度がクリープ試験結果に影響を与えた可能性が示唆された。試験温度が今回使用したエポキシ樹脂の引張特性に与える影響の一例として、養生条件および試験温度を要因とした引張試験結果を図7-13~15に示す。また、試験結果の一覧を表7-7に示す。ここで、試験条件は、① 23°C 7日間養生後、 23°C で引張試験（試験片5個、以下 23°C 試験）、② 23°C 60日間+ 40°C 1日間養生後、 40°C で引張試験（試験片4個、以下 40°C 試験）、③ 23°C 60日間+ 40°C 1日間+ 60°C 2日間養生後、 23°C に降温し、その後 40°C 1日間養生後、 40°C で引張試験（試験片2個、以下 60°C 養生後 40°C 試験）の3ケースで、載荷試験はJIS K 7161^{7.7)}に準じて実施した結果である。養生条件に差はあるものの、①は 20°C クリープ試験載荷時、②は 40°C クリープ試験載荷時、③は 40°C クリープ載荷数日後に相当すると考えられる。

① 23°C 試験結果を基準に評価すると、② 40°C 試験では最大引張応力および引張弾性率が50%以下と著しく低下し、また、最大ひずみが大きくなっており、 23°C 環境下に置かれたエポキシ樹脂が、 40°C 環境下に置かれて1日程度では剛性が低下した状態であったことがわかる。これが、 40°C クリープ試験の初期段階で変位が増大したこと、およびケースE4で10kN載荷時に試験体が破壊したことの主要因と考えられる。一方、③ 60°C 養生後 40°C 試験では、① 20°C 試験と比較して、最大引張応力および引張弾性率は低下するものの、② 40°C 試験と比較してその割合は低い。③は 60°C 2日養生によりエポキシ樹脂の硬化が促進され、 T_g がほぼ最大値（ 52°C ）付近に達していると考えられるが、引張弾性率の低下が確認された。よって、 40°C クリープ試験では、エポキシ樹脂の硬化が進行し T_g が上昇した後も、少なからず温度の影響を受けた可能性が高い。その結果、前述の 40°C クリープ試験の変位増加率が 20°C クリープ試験のそれと比較して大きかったと考えられる。以上の考察より、CFRP埋込み定着部のクリープ挙動は、エポキシ樹脂の T_g および周辺温度の影響を大きく受けることがわかり、実構造物への適用の際は十分留意する必要があるものと考えられる。

7.3 接着剤を適用したコンクリート接合部のクリープ試験

7.3.1 試験概要

(1) 試験方法

試験方法および試験状況を図7-16および図7-17に示す。試験体の寸法は、幅100mm、高さ150mm、長さ360mmとし、長さ方向の3等分位置に接合部を2か所設けた。試験体の中央の鉛直方向に設置した鋼管（内径22.6mm、外径27.2mm）内に $\phi 17\text{mm}$ のPC鋼棒を配置し、鋼製バネにより荷重を保持することとした。ここで、バネ値は載荷時に25mm程度の変位が生じるように決定した。載荷は4点載荷により実施し、載荷荷重、支点位置および載荷点位置は、接合部下縁に作用する曲げ応力および接合部に作用する平均せん断応力がともに0.7MPaとなるよう決定した。ここで、曲げ応力、平均せん断応力ともに、はり理論により算出した。0.7MPaはブラケット構造における設計荷重作用時の応力を想定して決定したものである。

第4章の検討と同様に、試験体にはプレキャストブラケットおよび場所打ちブラケットの2つを想定した。プレキャストブラケット想定試験体は、接合面を表面処理した3つの長さ120mmのコンクリ

ートブロックをエポキシ樹脂にて接着した。場所打ちブラケット想定試験体は、接合面を表面処理した2つの長さ120mmのコンクリートブロックを試験体両端に設置し、接合面にエポキシ樹脂を塗布した後に、中央部のコンクリートを打設した。ここで、事前に製作したコンクリートブロックの接合面は、コンクリート打設前の型枠に遅延剤を塗布しておき、脱型後ワイヤーブラシで洗出し処理をし、2～3mmの凹凸を設けた。試験前の養生は、接着前のコンクリートブロック、接着後の試験体ともに、温度20℃、湿度60%の恒温恒湿室で実施し、試験開始時のエポキシ樹脂の材齢は7日とした。

接合部クリープ試験は、前述のCFRP埋込み定着部クリープ試験と同様に、温度20℃および40℃の環境下で42日間（1000時間）実施した。20℃試験は温度20℃、湿度60%の恒温恒湿室で载荷を行い、40℃試験は温度40℃、湿度40%の恒温恒湿室に試験体を設置し、その1日後に载荷を実施した。40℃試験の湿度を40%とした理由は、恒温恒湿室の結露を防止するためである。

載荷荷重は、CFRP埋込み定着部クリープ試験と同様に、ロードセルにより計測することを基本としたが、一部、载荷用PC鋼棒に貼り付けたひずみゲージにより計測した。クリープ変位の計測箇所は、接合部の試験体下面から15mmの位置とし、試験体側面の水平変位（開き）をパイゲージにより標点間距離50mmで計測した。パイゲージは接合部2か所のそれぞれの両側面に、試験体1体当たり4か所設置することとした（図7-16）。クリープ試験载荷時には、クリープ試験体と同時に製作した試験体を用いて静的载荷試験を実施した。また、クリープによる破壊は生じなかったため、クリープ試験後の試験体を用いて、静的载荷試験を実施した。

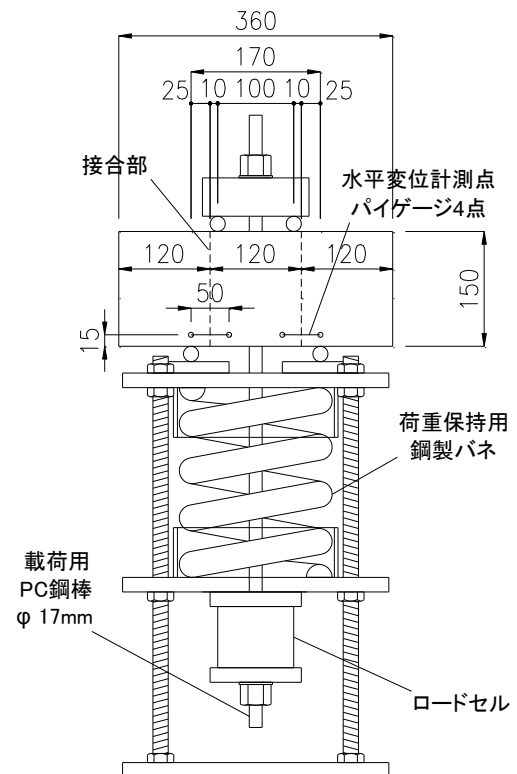


図 7-16 試験方法（単位：mm）



図 7-17 接合部クリープ試験状況

表 7-8 試験ケース

試験ケース	試験温度(℃)	接着剤	载荷荷重(kN)	試験体数	備考
J1	20	接着用タイプ1	20	3 (1体は無载荷)	第4章 BE1 と同じ接着剤
J2	20	接着用タイプ2	20	3 (1体は無载荷)	第4章 BE2 と同じ接着剤
J3	20	打継用タイプ1	20	3 (1体は無载荷)	第4章 AE1 と同じ接着剤
J4	20	一体打ち	20	3 (1体は無载荷)	比較試験体
J5	40	接着用タイプ1	20	3	第4章 BE1 と同じ接着剤
J6	40	接着用タイプ2	20	3	第4章 BE2 と同じ接着剤
J7	40	打継用タイプ1	20	3	第4章 AE1 と同じ接着剤

(2) 試験ケース

試験ケースを表 7-8 に示す。試験温度は 20℃および 40℃とし、接着剤には第 4 章の破壊エネルギー試験で使用した接着用エポキシ樹脂を 2 種類、打継用エポキシ樹脂を 1 種類使用した。ここで、接着用タイプ 2 は、St-CFRP 用のエポキシ樹脂を接着剤として適用したものである。また、20℃試験では、比較試験体として接合部のない一体打ちケースを設けた。載荷荷重は接合部下縁の曲げ応力および接合部の平均せん断応力ともに 0.7 MPa となる 20 kN とした。なお、この曲げ応力とせん断応力の比率は、実構造物、第 6 章の縮小モデル載荷試験、および実物大試験体のいずれにおいても同程度である。各ケースの試験体数は 3 体とし、20℃試験では 3 体のうち 1 体は無載荷とし、荷重以外の影響を確認することとした。

(3) 使用材料

コンクリートの配合および載荷開始日の材料試験結果を表 7-9、表 7-10 に、使用したエポキシ樹脂の特性を表 7-11 に示す。ここで、コンクリート材料試験結果は試験体の両端を端部、中央部を中央と表記し、プレキャスト接着ケース (J1, J2, J5, J6) は、3 つのブロックを同時に打設し、また一体打ち (J4) は接合部がないため 1 つの結果を示した。

表 7-9 コンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 G _{max} (mm)	スランプ sl (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad
15	10.0	41.0	4.5	60.0	191	466	1044	689	2.87

表 7-10 コンクリートの材料試験結果

試験 ケース	圧縮強度 (MPa)		引張強度 (MPa)		曲げ強度 (MPa)		弾性係数 (GPa)	
	端部	中央	端部	中央	端部	中央	端部	中央
J1, J2	36.0(62 日)* ¹		2.47(62 日)		3.97(62 日)		23.6(62 日)	
J3	40.2(55 日)	36.5(7 日)	2.77(55 日)	2.43(7 日)	4.20(55 日)	3.10(7 日)	23.4(55 日)	25.0(7 日)
J4	36.5(7 日)		2.43(7 日)		3.10(7 日)		25.0(7 日)	
J5, J6	37.2(14 日)		2.60(14 日)		3.22(14 日)		25.3(14 日)	
J7	37.2(14 日)	35.3(7 日)	2.60(14 日)	2.43 (7 日)	3.22(14 日)	3.11(7 日)	25.3(14 日)	23.6(7 日)

*1 ()の数値はコンクリートの材齢を示す

表 7-11 エポキシ樹脂の特性

	主成分	硬化物 比重	可使時間 (分)	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	引張せん断 強度 (MPa)
接着用 タイプ 1	主剤：ビスフェノール A 型エポキシ 樹脂、シリカ 硬化剤：変性脂肪族ポリアミン、 シリカ	1.61	60	52	2.61	18
接着用 タイプ 2	主剤：ビスフェノール A 型エポキシ 樹脂、シリカ 硬化剤：変性脂肪族ポリアミン	1.45	129	81	4.46	23
打継用 タイプ 1	主剤：ビスフェノール A 型エポキシ 樹脂、炭酸カルシウム粉末 硬化剤：変性脂肪族ポリアミン	1.40	36	86	2.57	17

7.3.2 試験結果および考察

(1) 20℃試験

各試験ケースの試験結果を図 7-18 に示す。ここで、水平変位（以下、変位）は、正の値が接合部の開く方向、負の値が接合部の閉じる方向を示しており、パイゲージ 4 基の計測結果を平均した。図 7-18 は、載荷した試験体 2 体の平均値（以下、載荷変位）、無載荷 1 体の結果（以下、無載荷変位）、および、載荷変位から無載荷変位を差し引いた曲線（以下、クリープ変位）を示している。載荷変位から無載荷変位を差し引くことで、載荷荷重によるクリープ変位が得られると考えられる。クリープ試験終了時の荷重は、J1 で 20.4 kN、J2 で 20.2 kN、J3 で 20.2 kN、J4 で 19.7 kN であった。また、載荷時に生じた変位の平均は、J1、J2 で 0.002 mm、J3 で 0.004 mm、J4 で 0.003 mm であり、微小な値であった。なお、一体打ち J4 のはり理論による変位は 0.002 mm であり、ほぼ理論値どおりの結果と言える。

接着用エポキシ樹脂タイプ 1 を使用した J1（図 7-18 (a)）に着目すると、載荷変位は時間の経過とともに増加している。また、0.005 mm 以下と値は小さいものの、無載荷変位も時間の経過とともに増加している。無載荷変位が生じる要因としては、コンクリートのクリープ、乾燥収縮、自重の作用、エポキシ樹脂の硬化収縮^{7.8)}、吸水^{7.9)}、パイゲージの計測誤差等の相互作用が考えられるが、変位そのものが小さく明確な要因は判断できない。クリープ変位は載荷 20 日後から 42 日後まで 0.012 mm 程度で変化しておらず、クリープ挙動が収束していると言える。載荷変位から、要因が明らかとなっていない無載荷変位を差し引いて評価しているため、誤差が生じている可能性は否定できないが、クリープ変位が 0.012 mm と小さく、また、後述する 40℃試験の 1/10 程度であることから、今回の試験条件でのクリープ抵抗性は十分に高いと判断できる。接着用エポキシ樹脂タイプ 2 を使用した J2（図 7-18

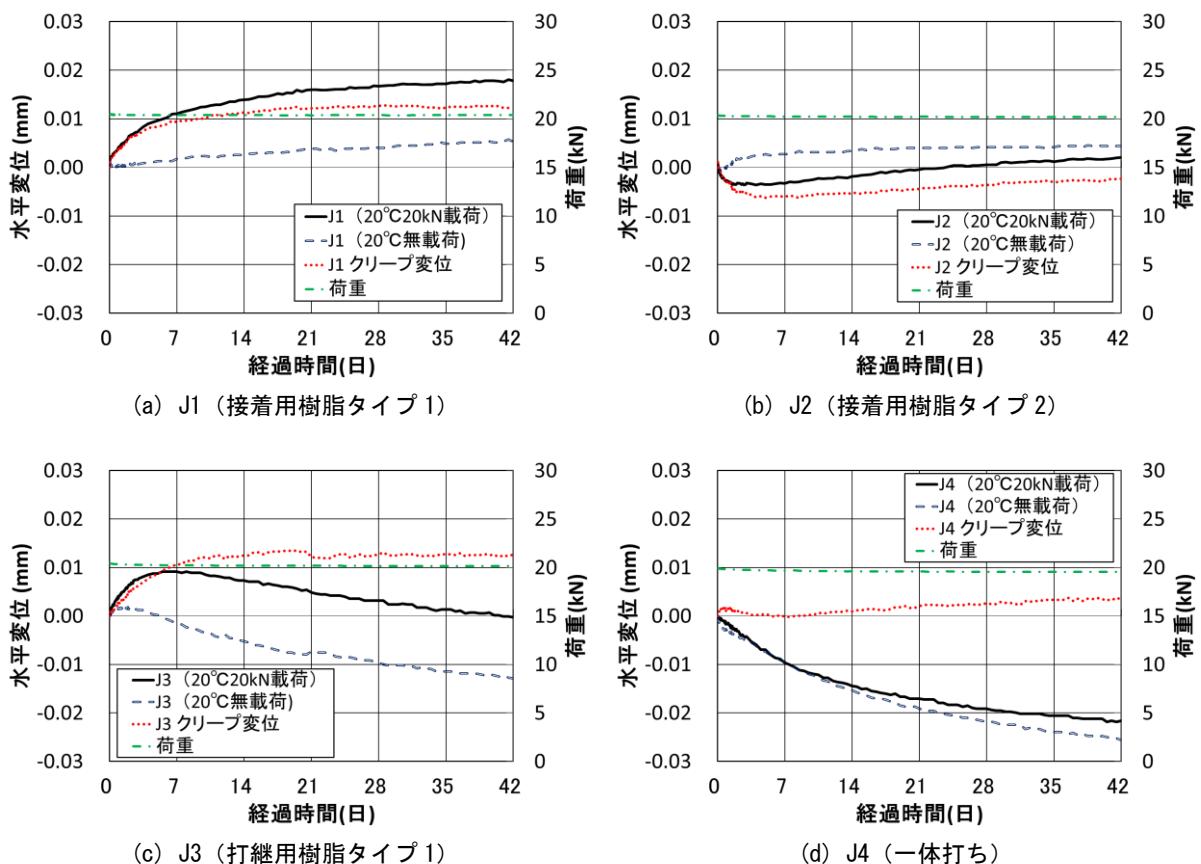


図 7-18 20℃クリープ試験結果

(b)) に着目すると、載荷変位、無載荷変位、クリープ変位ともに 0.005 mm 以下であり、また、明確なクリープの傾向も確認できない。クリープ変位自体が小さく、J1 の無載荷変位と同様に種々の要因の影響を受けたことから、有意なデータが得られなかったと考えられる。しかし、得られた変位が小さいことから、J1 と同様に今回の試験条件でのクリープ抵抗性は十分に高いと判断できる。

打継用エポキシ樹脂タイプ 1 を使用した J3 (図 7-18 (c)) に着目すると、載荷変位は 7 日後から減少 (接合部が閉じる方向) する傾向にある。無載荷変位も同様である。クリープ変位は載荷 10 日後から 0.013 mm 程度でほぼ一定となり、クリープ破壊の懸念はないと考えられる。比較試験の一体打ち J4 (図 7-18 (d)) では、載荷変位、無載荷変位とも同様に減少する結果を示し、クリープ変位はほとんど生じなかった。よって、本試験においてコンクリートのクリープの影響はほとんどなかったと言える。J3, J4 で明確な変位の減少傾向が見られた要因として、コンクリートの乾燥収縮が挙げられる。J1, J2 は、表 7-10 に示したとおり、試験体のコンクリートブロックを試験開始 62 日前に製作し、乾燥収縮の影響が微小であったのに対し、J3 は両端のブロックは 55 日前に製作したが、中央のコンクリートの材齢はエポキシ樹脂と同じ 7 日であった。したがって、中央のコンクリートの乾燥収縮の影響が大きかったと判断できる。なお、一体打ち J4 は、試験体全長にわたりコンクリート材齢が 7 日であり、より大きな無載荷変位が生じていることから、乾燥収縮が主要因と言える。

乾燥収縮に関する考察の妥当性を検証するため、J3, J4 の無載荷変位と、2012 年版コンクリート標準示方書設計編^{7,10)}の乾燥収縮ひずみ算出式 (式 (7.2)) による計算結果の比較を図 7-19 に示す。また、42 日後の計算結果を表 7-12 に示す。式 (7.2) における乾燥収縮ひずみの最終値 $\varepsilon'_{sh,inf}$ 、および乾燥収縮ひずみの経時変化を表す係数 β は、コンクリート標準示方書に示される推定式により算出した。打継ケースの J3 では、コンクリートの材齢差を考慮して、両端、中央各々の乾燥収縮ひずみを算出し、それらを平均した。また、水平変位は、算出した乾燥収縮ひずみにパイゲージの標点間距離 50 mm を乗じて求めた。この結果、J3 の無載荷変位と計算値の比率は 1.00、J4 の同比率は 1.24 であり、試験結果と計算値はほぼ一致し、無載荷変位が生じた要因が乾燥収縮という考察は妥当であると言える。

$$\varepsilon'_{sh}(t, t_0) = \frac{\frac{1 - RH / 100}{1 - 60 / 100} \cdot \varepsilon'_{sh,inf} \cdot (t - t_0)}{\left(\frac{d}{100}\right)^2 \cdot \beta + (t - t_0)} \quad (7.2)$$

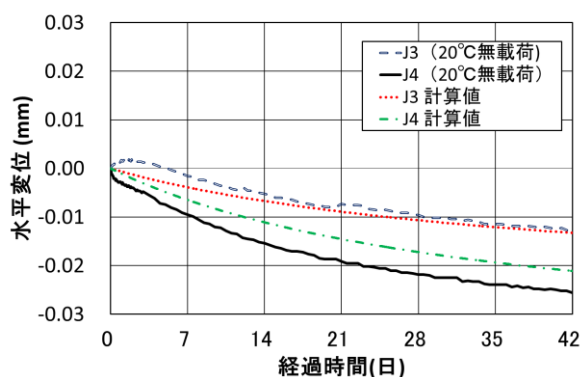


図 7-19 乾燥収縮ひずみによる変位の比較

表 7-12 42 日後の計算結果

	試験値 (mm)	計算値		比率
		(μ)	(mm)	
J3	0.013	261	0.013	1.00
J4	0.026	422	0.021	1.24

ここで,

- $\varepsilon'_{sh}(t, t_0)$: 部材の収縮ひずみ
- t, t_0 : コンクリートの材齢および乾燥開始時材齢 (日)
- RH : 構造物の置かれる環境の平均相対湿度 (%)
- d : 有効部材厚 (mm)
- $\varepsilon'_{sh, inf}$: 乾燥収縮ひずみの最終値
- β : 乾燥収縮ひずみの経時変化を表す係数

(2) 40℃試験

載荷した試験体 3 体の平均値 (以下, 載荷変位) を図 7-20 に示す. ここで, J7 は載荷時に試験体を破損したため, 結果が得られた試験体 1 体の結果である. クリープ試験終了時の荷重は, J5 で 21.2 kN, J6 で 21.1 kN, J7 で 21.3 kN であり, 図 7-20 には J5 の荷重のみ示した. また, 載荷時に生じた変位の平均は, J5 で 0.014 mm, J6 で 0.015 mm, J7 で 0.003 mm であり, J5, J6 は試験温度以外が同条件の J1, J2 と比較して 5 倍程度の値となったが, J7 は 20℃試験の J3 とほとんど同値であった.

接着用エポキシ樹脂タイプ 2 を使用した J6, 打継用エポキシ樹脂タイプ 1 を使用した J7 は時間とともに変位が減少していく傾向が見られる. 40℃試験では無載荷試験を実施しなかったためその要因は試験結果から明らかにならないが, 40℃試験のコンクリート材齢が 7 日および 14 日 (表 7-10) と比較的若材齢であることから判断すると, コンクリートの乾燥収縮が主要因と考えられる. そこで, 式 (7.2) を用いて乾燥収縮による変位を推定し, 試験結果を補正した結果を図 7-21 に示す. ここで, 温度の影響は, コンクリートの有効材齢を補正することにより考慮した^{7.10)}. 20℃試験における式 (7.2) による計算値と試験値の差は最大 24% で, ここでの乾燥収縮計算値は同程度以上の誤差を含んでいる可能性があるものの, 接着用エポキシ樹脂タイプ 1 を使用した J5 は 42 日後には, 0.10 mm を超える変位が生じており, 試験温度以外は同条件の J1 と比較して 10 倍近い結果となった. クリープが収束する傾向は見られず, 本試験結果からクリープ破壊の可能性を完全には否定できない. 一方, 接着用エポキシ樹脂タイプ 2 を使用した J6 に関しては, 10 日後から 0.05 mm 程度の変位で安定しており, クリープ変位は収束傾向にある. J6 に使用したエポキシ樹脂は, CFRP 埋込み定着部に使用した樹脂と同じであり, 埋込み定着部の 40℃クリープ試験と同様な結果 (載荷初期にクリープ変位が急増し, 数日でクリープがほぼ収束) を示したことから, クリープ破壊の可能性は低いと考えられる. また, 打継ケース

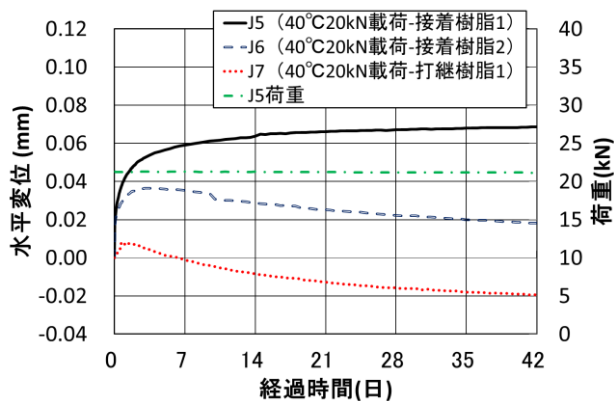


図 7-20 40℃クリープ試験結果

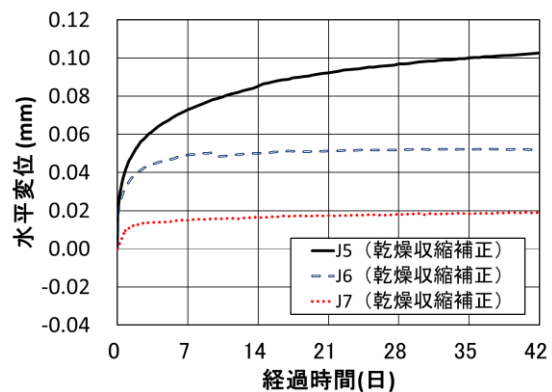


図 7-21 40℃クリープ試験 乾燥収縮補正

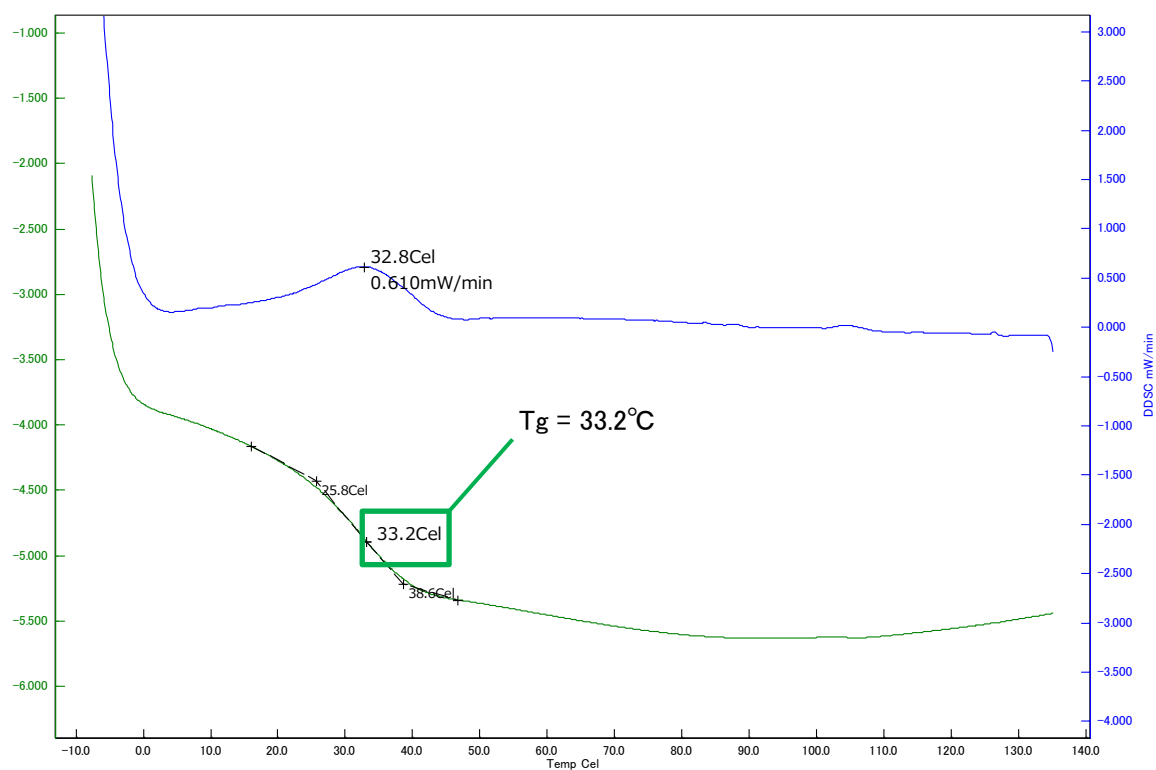


図 7-22 J5 に使用した樹脂の Tg 計測結果 (①23°C 7 日間養生後)

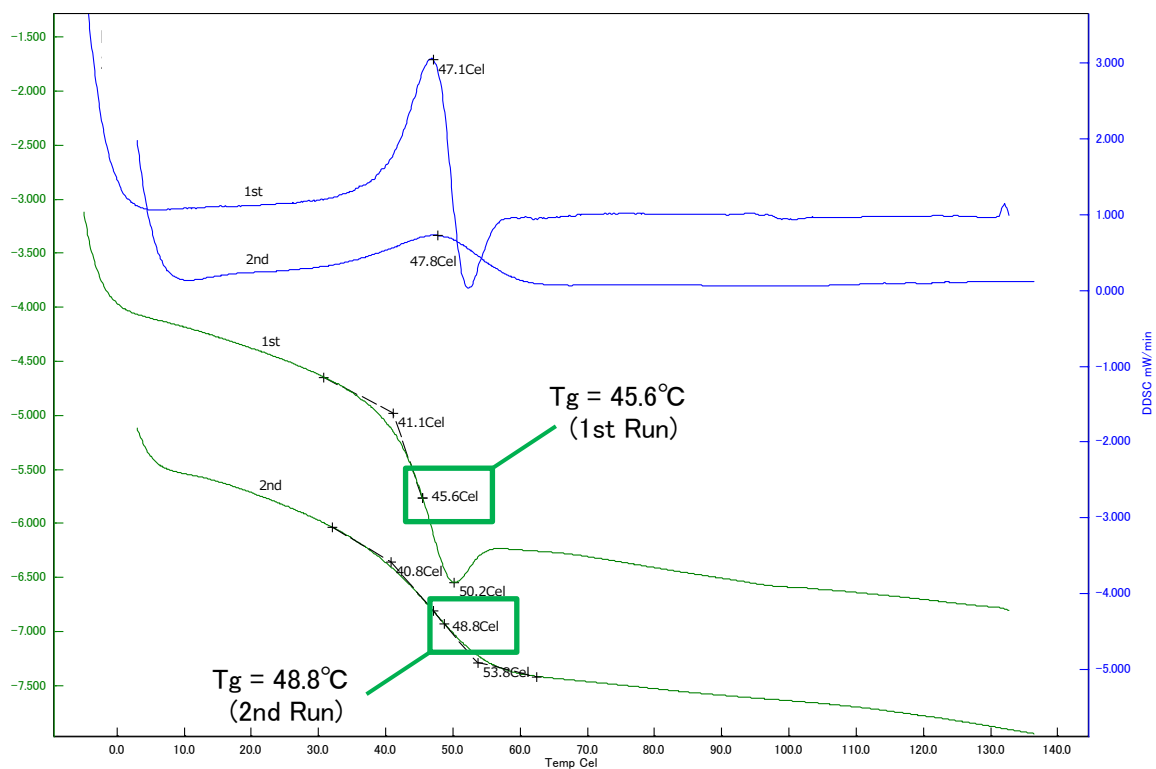


図 7-23 J5 に使用した樹脂の Tg 計測結果 (②23°C 1 日 + 45°C 4 日間養生後)

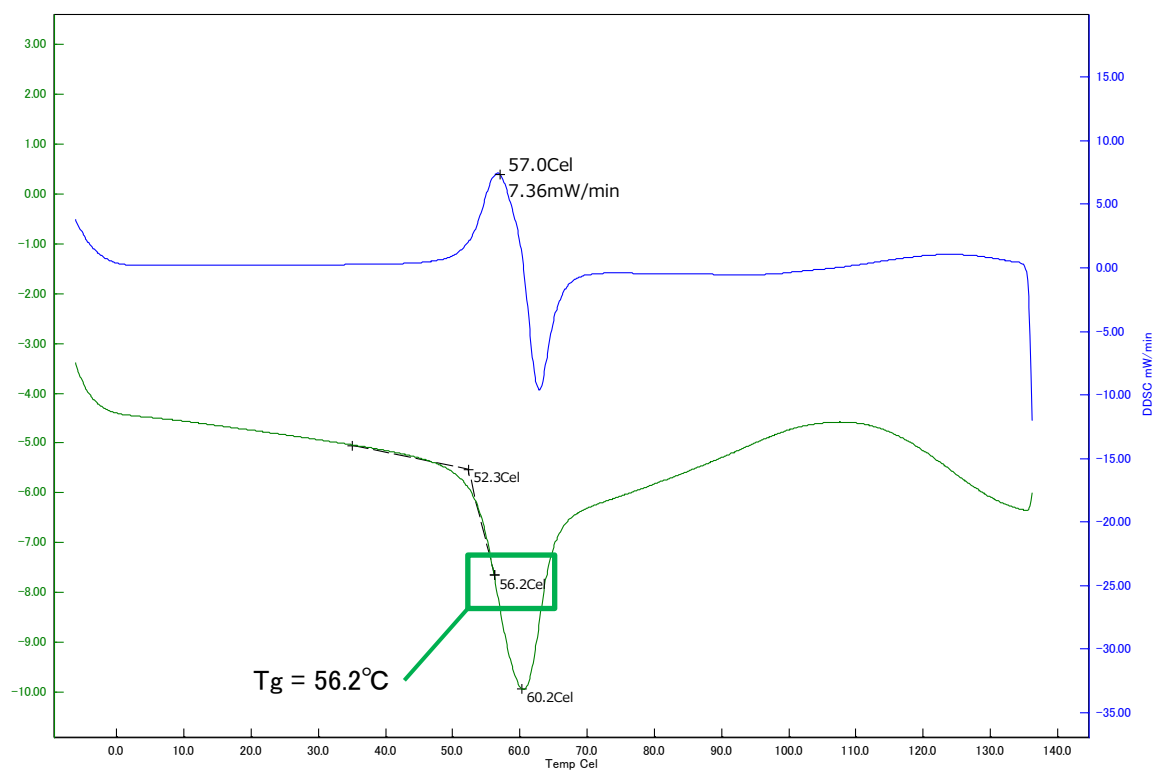


図 7-24 J7 に使用した樹脂の T_g 計測結果 (①23°C 7 日間養生後)

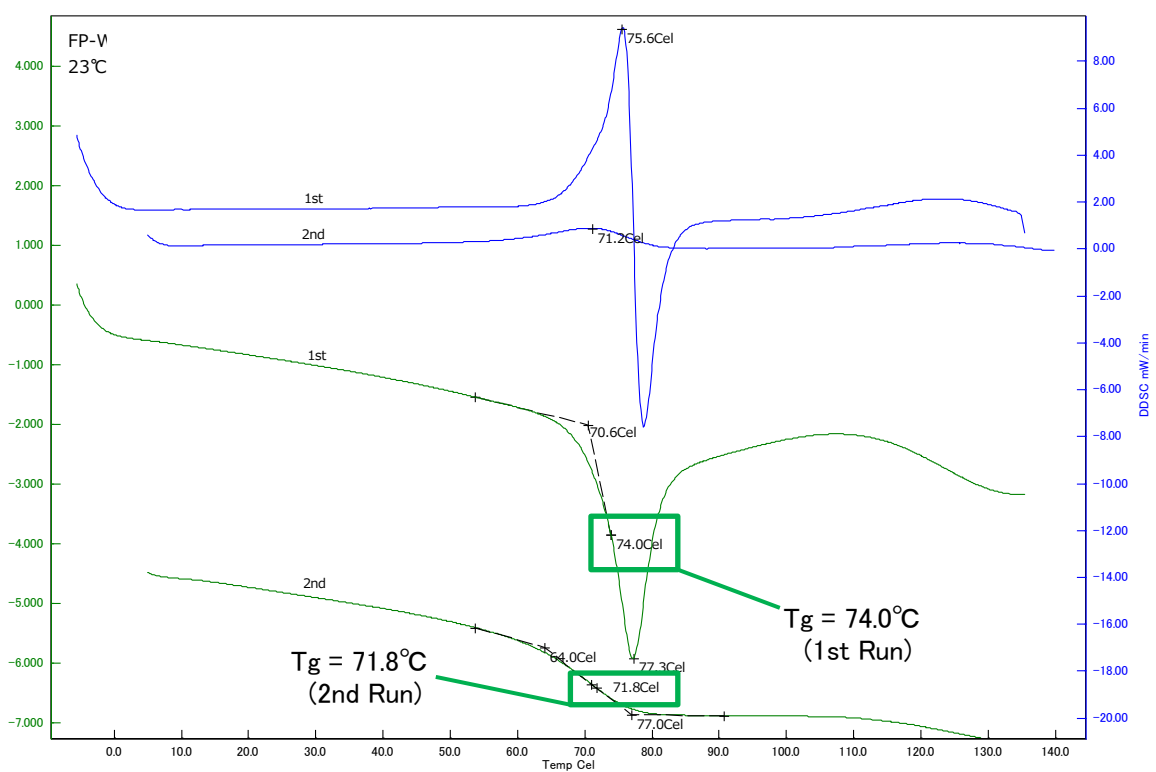


図 7-25 J7 に使用した樹脂の T_g 計測結果 (②23°C 1 日 + 45°C 4 日間養生後)

の J7 は温度以外が同条件の J3 とほぼ同様な結果であった。これらの要因として、埋込み定着部クリープ試験と同様に T_g の影響が考えられる。

J5 に使用したエポキシ樹脂の DSC 法による T_g 計測結果を図 7-22, 23 に、J7 に使用したエポキシ樹脂の T_g 計測結果を図 7-24, 25 に示す。試験条件は図 7-11, 12 に示した J6 に使用したエポキシ樹脂の計測と同じ、①23°C7 日間養生後の 1st Run、②23°C1 日 + 45°C4 日間養生後の 1st Run および 2nd Run である。J5 に使用した樹脂は、クリープ载荷開始時と同等である①の条件の T_g が 33.2°C であり、試験温度より低いことがわかる。また②の 1st Run でも T_g は 45.6°C で、試験温度とあまり差がない。その結果、クリープが収束する傾向が 42 日では明確とならなかったと考えられる。一方、J7 に使用した樹脂はクリープ载荷開始時と同等である①の条件で T_g が 56.2°C、②の 1st Run で T_g が 74.0°C であり、試験温度と比較して高い T_g を示した。試験開始時の T_g が十分高かったため、20°C 試験と 40°C 試験で大差ない結果が得られたと考えられ、高温時のクリープ性状は T_g を指標に評価できる可能性が示された。また、わが国の一般的な自然環境下では夏期の最高温度が 40°C を超えることはまれであり、接合部はブラケットコンクリートに覆われ直射日光に暴露されることはないことから、接合部のエポキシ樹脂の温度が 40°C を超える可能性は低く、 T_g の高いエポキシ樹脂を使用することにより、クリープの温度依存性は問題とならない可能性が示されたと言える。

最後に、静的試験結果について、クリープ载荷前、20°C クリープ試験後、40°C クリープ試験後、いずれの試験体も、接合部ではなく、せん断力の作用しない試験体中央部が 50~60 kN 程度の荷重で曲げ破壊した。試験体中央の鋼管による断面欠損を考慮して、はり理論によりこの荷重による断面下縁の曲げ応力を算出すると、3.01~3.62 MPa で、表 7-10 に示した管理供試体による曲げ強度とほぼ一致する。この時の接合部に作用する曲げ応力および平均せん断応力は 1.67~2.00 MPa であり、接合部はクリープ試験前後とも、これ以上の強度を有していたと言える。以上の結果から、本試験の範囲内では、接合部に作用するせん断力は、曲げ強度に大きな影響を与えなかったと考えられる。また、クリープ载荷による強度の低下も確認されなかった。

7.4 実物大試験体の暴露試験

7.4.1 試験概要

図 7-26 に試験状況を、図 7-27 に試験体構造図を示す。試験体の寸法は、第 6 章の検討での実物大試験の大型ブラケットと同様とし、プレキャストブラケット接着試験体（第 6 章のケース LP）を 2 体、場所打ちコンクリート打継試験体（同 LC）を 2 体の合計 4 体を 1 本の主桁に構築した。試験体の製作方法は 6.3.1 で述べたとおりであり、コンクリートの配合、使用した鉄筋、PC 鋼棒、CFRP、エポキシ樹脂の特性値は、表 6-2、

表 6-4、および表 6-5 に示したものと同様である。表 7-13 に载荷日の材料試験結果を示す。

測定項目は、図 7-28 に示すとおり、ブラケットの浮上り変位 4 点および CFRP ひずみ 2 点とし、亀裂変位計およびひずみゲージを用いて計測した。また、外ケーブル荷重およびバックアップ構造用 PC 鋼棒の荷重をロードセルにより計測した。外ケーブルの設計荷重は第 6 章の検討同様 700 kN を想定し



図 7-26 暴露試験状況

たが、暴露試験体の載荷荷重はコンクリートのクリープ・乾燥収縮による長期的なロスを考慮して 800 kN とした。載荷は CFRP の施工 7 日後（2013 年 9 月 5 日）に実施し、約 1 か月間、雨水のかからない場所で 30 分毎に計測を行い、その後、自然環境に暴露した（図 7-26）。暴露後の計測は約 1 ヶ月毎に実施する計画であり、本章では暴露 2 か月半後までの計測結果を示す。

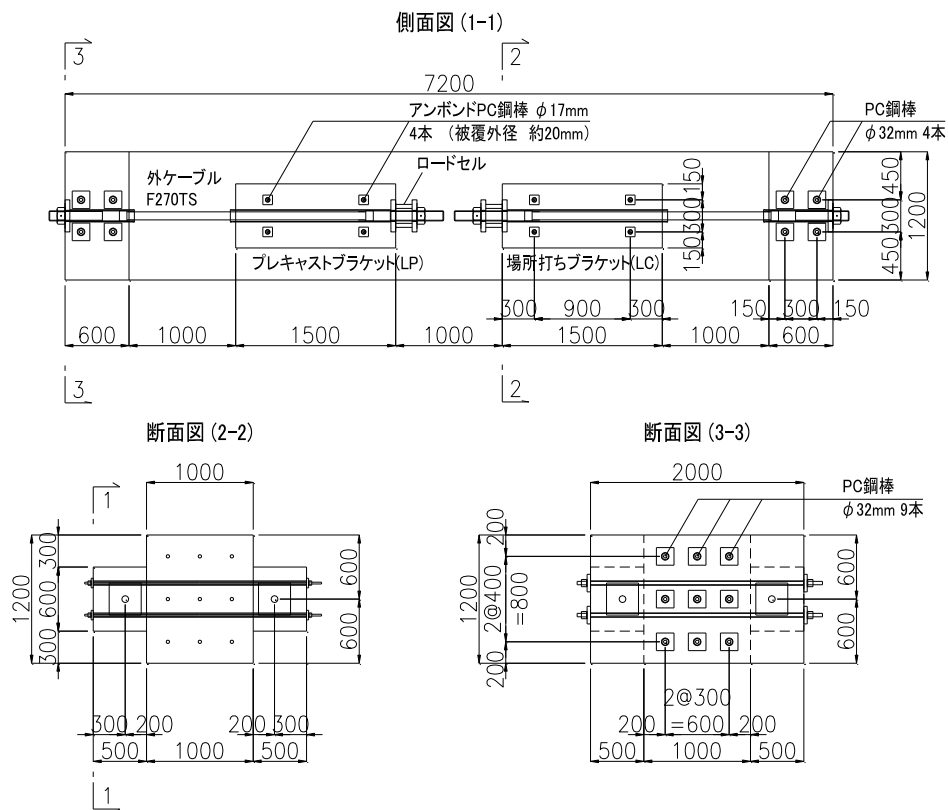


図 7-27 暴露試験体構造図（単位:mm）

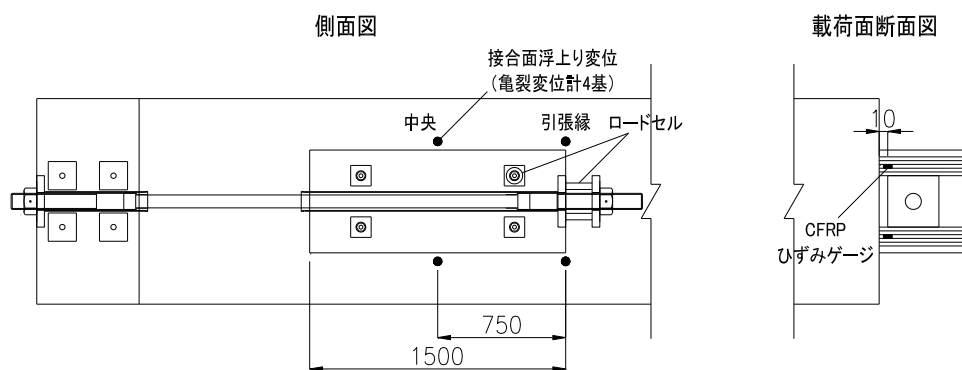


図 7-28 計測器配置図（単位:mm）

表 7-13 コンクリート材料試験結果

ケース	ブラケット				主桁			
	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	曲げ強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	曲げ強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
LP	51.3	2.71	7.18	34.1	56.1	3.41	7.71	38.3
LC	42.8	2.91	6.23	33.7				

7.4.2 試験結果および考察

荷重の経時計測結果を図 7-29 に示す。外ケーブル緊張直後の荷重は 780～800 kN であった。ロードセルを第 6 章の載荷試験に使用するため、載荷 15 日後に LP-2 の荷重を除去し、その 4 日後(載荷 19 日後)に外ケーブルを再緊張した。その際、すべての試験体の外ケーブルを再緊張し、再緊張直後の荷重は 820～850 kN とした。これは、載荷 15 日後まで外ケーブル緊張力の低下が収束傾向を示していなかったため、載荷当初の荷重に 5% 程度の余裕を見込んで決定した。載荷の 29 日後に自然環境に暴露し、載荷から暴露までの間は

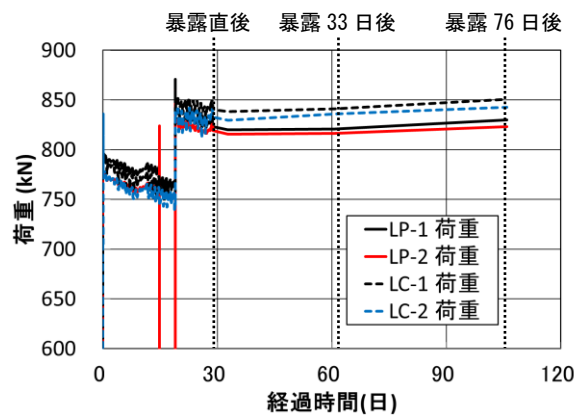
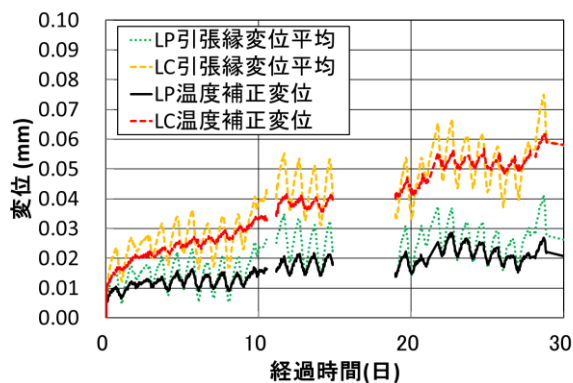


図 7-29 荷重の経時変化

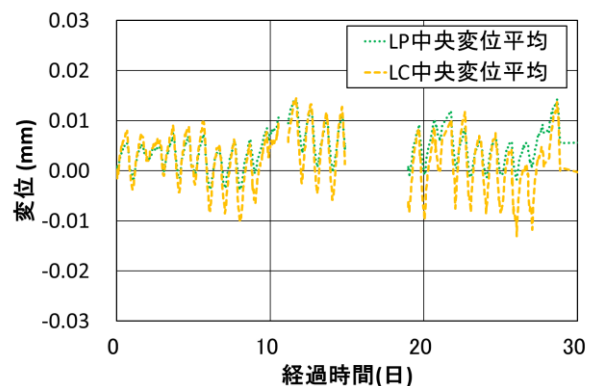
30 分毎に計測を実施し、暴露後は、暴露直後(載荷 29 日後)、暴露 4 日後(載荷 33 日後)、暴露 33 日後(載荷 62 日後)、および暴露 76 日後(載荷 105 日後)に計測を実施した。29 日後までの計測結果が変動しているが、これは、気温の日変化の影響で、使用したロードセルの負荷出力が変動しているためと考えられる。載荷荷重に対する計測値の変動は小さく、また、荷重は外ケーブルの再緊張後はほとんど変化していない。試験体毎のばらつきが小さいことから、変位は 2 体の同条件の試験体の結果を平均して評価することとした。

図 7-30 に接合面引張縁変位および接合面中央変位を、載荷から暴露開始まで 30 分毎に計測した結果を示す。ここで、LP-2 の荷重を除荷していた期間(15 日～19 日後)の結果は除外した。第 6 章の載荷試験では有意な変位が得られなかったが、暴露試験体では 800 kN 載荷直後の引張縁変位が、LP-1 で 0.006 mm, LP-2 で 0.006 mm (LP 平均 0.006 mm), LC-1 で 0.010 mm, LC-2 で 0.009 mm (LC 平均 0.010 mm) で安定した結果が得られた。載荷試験では、変位計設置用の鋼製アングルの両端を、主桁に設置したアンカーボルト 2 か所で固定した(図 6-16 (b))。そのため、載荷時にはアングルに微小な変形が生じ、変位計測結果に影響を与えた可能性が考えられる。一方、暴露試験では亀裂変位計をブラケットおよび主桁に設置したアンカーボルトに直接取り付けたため、結果が安定した可能性がある。

荷重と同様に気温の日変化の影響で変位が 0.015 mm 程度変動しており、温度が高いほど、変位の計測結果が小さくなることが確認された。全体的な傾向として、引張縁変位(図 7-30 (a))は増加傾向



(a) 接合面引張縁



(b) 接合面中央

図 7-30 変位の経時変化

にあるが、中央変位（図 7-30 (b)）は変位 0.00 mm の横軸の上下で変動しており、そのほとんどが温度変化の影響のみの変動と考えられる。そこで、引張縁変位から中央変位を差し引き、温度の影響を補正した結果を図 7-30 (a) に示した。完全に補正できてはいないものの、温度の影響による変動が小さくなることが確認された。そこで、この温度補正方法を用いて算出した暴露 76 日後（載荷 105 日後）までの引張縁変位を図 7-31 に示す。ここで、暴露試験の計測は午前 10 時頃実施しているため、暴露開始までの

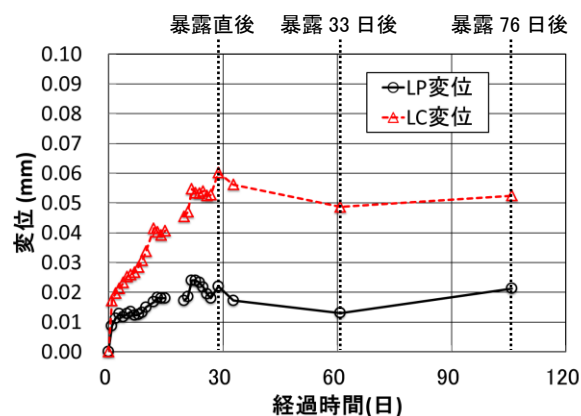


図 7-31 引張縁変位経時変化（温度補正後）

変位は同時刻の計測結果を抜粋した。プレキャスト接着の LP は、多少のばらつきはあるものの載荷 15 日以降は 0.02 mm 程度の変位であり、変位増加が収束している傾向が確認できる。一方、場所打ちの LC は、暴露直後に変位が 0.01 mm 程度増加しているが、全体的には載荷 20 日以降は 0.05 mm 程度の変位で推移している。暴露 76 日後（載荷 105 日後）の変位は、LP で 0.021 mm、LC で 0.052 mm であり、それぞれ載荷直後の 3.5 倍、5.2 倍となっているが、今後、変位が増大する可能性は低いと考えられる。ただし、温度の影響を完全に補正できていないため、今後、長期的に経過を観察する必要がある。

CFRP ひずみについては、変位と異なり引張縁のデータのみしか得られておらず、温度の影響を補正するのが困難であるため、今後、長期的に計測した結果を踏まえ、データを検証することとした。また、バックアップ PC 鋼棒に設置したロードセルからは、荷重の変化は確認されなかった。以上の結果より、載荷 3 か月半時点では持続荷重によるクリープおよび材料劣化によるブラケット構造の強度低下は生じていない可能性が高いと考えられる。

7.5 本章の結論

本章では、外ケーブルによる持続荷重が作用した時のブラケット構造の安全性を検証することを目的として、CFRP 埋込み定着部および接着剤を適用した接合部のクリープ試験、および実物大試験体の暴露試験を実施した。クリープ試験では、20℃と 40℃の 2 水準を設定し温度依存性に関する検討を実施した。実物大試験体の暴露試験では、載荷から 3 か月半経過までに得られたデータをもとに、安全性の検証を行った。これらの検討の結果、得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 設計荷重レベルの持続荷重作用下では、CFRP 埋込み定着部のクリープ破壊は、20℃および 40℃の環境下において、問題とならない可能性が高いことが明らかとなった。20℃試験では、Findley のべき乗則に基づき推定した 100 年後の変位が、静的引抜き破壊荷重時の 1/3 程度の変位であり、クリープ試験後の耐荷力の低下は生じなかった。40℃試験では、載荷数日の間に 20℃試験と比較して大きな変位が生じたが、その後の変位の増加割合は小さく、また、クリープ試験後の耐荷力の低下は生じなかった。
- (2) CFRP 埋込み定着部のクリープ変位が 40℃試験の初期に大きく、その後の増加割合は小さくなった理由として、ガラス転移温度 T_g が指標となることが示された。 T_g は養生条件により異なることが明らかとされ、試験温度と T_g が近い場合は、エポキシ樹脂の剛性が低下し、大きなクリープ変位

が生じることが確認された。その後、エポキシ樹脂の硬化が進み T_g が高くなるにつれ、クリープ変位は収束すると考えられる。養生温度条件を要因としたエポキシ樹脂そのものの引張試験を実施し、機械的性質の違いの一例を示した。

- (3) 接着剤を適用した接合部のクリープ特性も同様に、試験温度とエポキシ樹脂の T_g により、クリープ挙動が異なることが明らかとなった。 T_g が試験温度と比較して高い場合、 20°C 試験と 40°C 試験で同様な結果が得られた。一方、 T_g が試験温度と同等な場合、埋込み定着部のクリープと同様に、初期に大きなクリープ変位が生じた。 T_g の高い樹脂を使用することにより、わが国の一般的な自然環境下ではクリープの温度依存性は問題とならない可能性が示された。
- (4) 本章で採用した接合部のクリープ試験方法では、接合部の水平変位の計測にコンクリートの乾燥収縮の影響が大きいことが確認された。 20°C 試験では、無載荷試験体の変位とコンクリート標準示方書式による計算値を比較し、その妥当性を検証した。今後、同種の試験を実施する際は、載荷試験体のコンクリートひずみを直接計測することにより、より精度の高い結果が得られると考えられる。
- (5) 実物大試験に適用した大型ブラケット試験体の暴露試験を実施した結果、載荷 105 日後までの計測結果により、持続荷重によるクリープ変位は収束傾向にあり、今後、変位が増加する可能性は低いことが明らかとなった。今後、暴露試験を継続し、持続荷重によるクリープ変位および材料劣化に起因する強度低下が問題とならないことを検証する必要がある。

参考文献

- 7.1) American Concrete Institute (ACI) : Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete (ACI 355.4M-11) and Commentary, 2011.
- 7.2) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO): TP 84-11 “Standard Method of Test for Evaluation of Adhesive Anchors in Concrete under Sustained Loading Conditions”, 2011.
- 7.3) Rolf Eligehausen, Ronald Blochwitz and Werner Fuchs: Behavior and Design of Adhesive Anchors under Sustained Load, ACI SP-283 Understanding Adhesive Anchors: Behavior, Materials, Installation, Design, pp.9.1-9.14, 2012.
- 7.4) 日本規格協会 : JIS K 7121 プラスチックの転移温度測定方法, 2012.
- 7.5) Xinsheng Peng and J. K. Gillham: Time-Temperature-Transformation (TTT) Cure Diagrams: Relationship Between T_g and the Temperature and Time of Cure for Epoxy Systems, Journal of Applied Polymer Science, Vol. 30, pp.4685-4696, 1985.
- 7.6) 新保正樹編 : エポキシ樹脂ハンドブック, 日刊工業新聞社, 1987.
- 7.7) 日本規格協会 : JIS K 7161 プラスチックー引張特性の試験方法, 1994.
- 7.8) 山岡一三, 繁田好胤, 松浦信輝, 越智光一, 新保正樹 : エポキシ樹脂の硬化収縮と内部応力, 材料, 第 29 巻, 第 323 号, 1980.
- 7.9) Justin SHRESTHA, Tamon UEDA, Dawei ZHANG and Atsuya KOMORI: MOISTURE EFFECT ON THE RESIN AND INTERFACIAL FRP-CONCRETE BOND PROPERTIES, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, 2013.
- 7.10) 土木学会 : 2012 年制定コンクリート標準示方書 設計編, 2012.

第8章 外ケーブル定着ブラケット構造の簡易設計手法に関する検討の試み

8.1 本章の目的

第7章までの検討により、接着剤および CFRP を適用したブラケット構造の強度および破壊メカニズムが明らかとなり、また、想定している設計荷重レベルでは持続荷重によるクリープ破壊の可能性は低いことが明らかとなった。提案するブラケット構造の実用化に向けて、設計手法を確立する必要がある。第6章の検討において、非線形 FEM 解析により一定の精度でブラケットの破壊挙動を再現できることが明らかとなったが、簡易的な手法により安全に設計できることが望ましい。そこで本章では、まず非線形 FEM 解析による詳細設計手法について整理し、その後、安全係数を設定した上で、簡易設計手法を検討することとした。また、簡易設計手法により決定されるブラケットの強度と、第6章で得られた試験結果の比較を行い、簡易設計手法により担保される安全率を検証した。なお、本章で取り扱うコンクリート強度は、既設桁コンクリートの強度であり、経年劣化による強度低下はないことを前提とした。経年劣化による強度低下がある場合等、簡易設計手法を確立するための今後の課題は、本章の最後に取りまとめた。

8.2 詳細設計手法の整理

第6章で述べた非線形 FEM 解析を用いた曲げモーメントに対する設計フローチャートを図8-1に示す。まず、外ケーブルの設計荷重を設定し、ブラケット寸法を仮定する。その後、接合部の引張軟化特性、CFRP 埋込み定着部の剛性（式 (6.1)）、および剥離破壊時の CFRP 応力（式 (5.1)）を設定する。ここで、本研究で使用したエポキシ樹脂を接合面に適用する場合、第6章の検討で示した引張軟化特性（図6-30）を用いる。異なるエポキシ樹脂を使用する場合は、接合部の引張軟化特性を第5章に示した破壊エネルギー試験と同様な試験により定めることを原則とする。これらに基づいた非線形 FEM 解析を実施し、ブラケット構造の破壊荷重を算出する。

ブラケット構造の破壊荷重と外ケーブルの設計荷重を比較することにより、断面破壊に対する安全

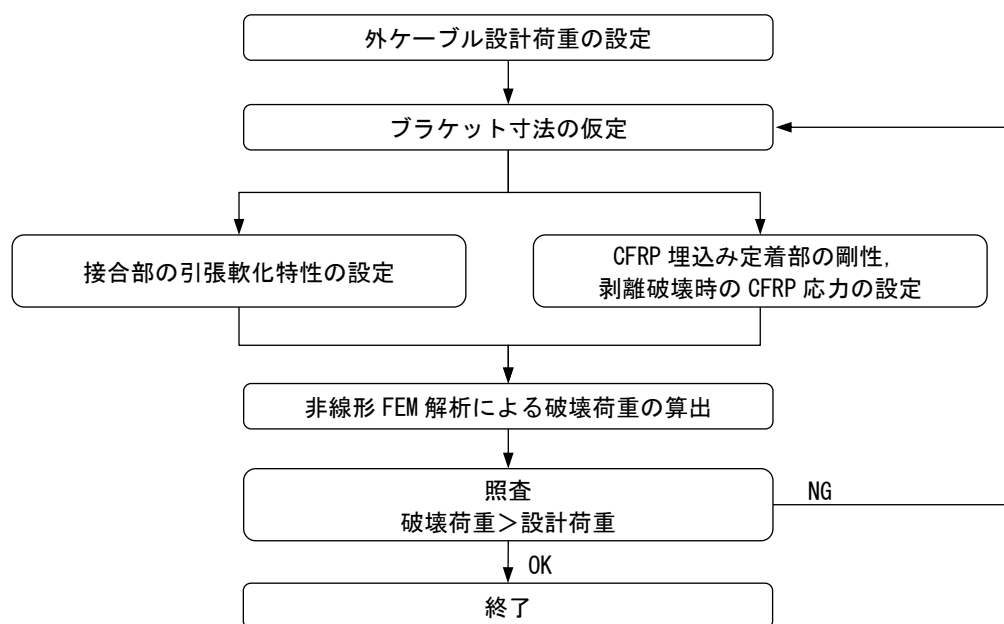


図8-1 詳細設計手法による曲げモーメントに対する設計フローチャート

性を照査する．ここで、ブラケット構造の破壊荷重には、合理的な安全係数を考慮する必要がある．しかし、第 7 章の検討では、接合部のクリープ変形を定量的に評価するに至っておらず、外ケーブルの持続荷重の作用により接合部と CFRP の荷重分担割合が変化する可能性がある．また、経年劣化に対する強度低下の影響が明らかとなっていないため、今後の知見が得られクリープ性状および経年劣化の影響が明らかにされるまでは、余裕を見込んだ安全係数を設定することが重要だと考えられる．簡易設計手法の検討および安全係数の設定では、この点を考慮することとする．

8.3 簡易設計手法の検討方針

簡易設計手法は断面破壊に対する安全性照査に関して検討する．設計荷重は外ケーブルの緊張力であり、ブラケット構造には自重を除きそれ以外の荷重は作用しない．外ケーブルの緊張力に対し自重は小さいため、本章の検討では無視することとした．現行の設計手法^{8.1)}では、道路橋示方書^{8.2)}の規定を踏まえ、設計荷重作用時および終局荷重作用時の 2 つの荷重作用を設定している．ここで、設計荷重は外ケーブル緊張時の許容引張力、終局荷重はブラケット構造に作用し得る最大荷重の外ケーブルの引張荷重（破断荷重）としている．ただし、終局荷重については、非線形解析や簡易式等により算出されている場合はその値を用いても良いとされている．

第 6 章の検討による載荷試験では、ブラケット構造が曲げ破壊したと見なすことにより、一定の精度で破壊荷重を推定できることが示された．曲げモーメントに対する抵抗機構は、エポキシ樹脂を適用した接合部の強度および CFRP 埋込み定着部の強度である．第 6 章の検討により、まず接合部が抵抗し、その後、接合部の破壊が進行するに連れ CFRP の荷重分担割合が大きくなることが明らかとなった．しかし、前節で述べたとおり、接合部のクリープ変形を定量的に評価するに至っていないこと、および経年劣化に対する強度低下の影響が明らかとなっていないことから、今後の知見が得られるまでは、一定の安全率を確保することが重要だと考えられる．

これらの背景および本研究で得られた知見を踏まえ、本章の検討では、以下の 2 つ荷重に対する安全性に対する照査を設定し、接合部強度、CFRP 埋込み定着部強度が各々単独でも荷重作用に抵抗できる思想に基づき簡易設計手法を提案し、合成効果は無視することによる安全率を担保することとした．今後さらなる知見が得られた時、接合部と CFRP 補強の合成効果を期待することとする．

① 設計荷重を外ケーブルの引張荷重 P_u とし、接合部強度のみで抵抗する時の照査（安全性 1）

既設橋の外ケーブル補強後、外ケーブルに引張荷重が作用することは現実的に起こり得ないと考えられるが、現行の設計規準に配慮して、同様な限界状態を設定することとした．なお、終局荷重作用時に外ケーブルに作用する最大荷重が、非線形解析や簡易式等により算出されている場合はその値を用いる．この荷重に対する抵抗機構は、短期荷重に対するブラケット構造の主抵抗機構である接合部とする．

② 設計荷重を外ケーブル緊張時の $0.7P_u$ とし、CFRP 強度のみで抵抗する時の照査（安全性 2）

道路橋示方書による設計荷重作用時の外ケーブルの許容引張力は $0.6P_u$ であり、一般に外ケーブル緊張時、既設橋の供用時とも外ケーブルの引張力が $0.7P_u$ を超えることはない．そこで、この $0.7P_u$ に CFRP 補強のみで安全性を確保できることを照査し、接合部にクリープや経年劣化による何らかの異常が生じた場合の安全性を確保することとした．

8.4 安全係数の設定

考慮すべき安全係数は、コンクリート標準示方書^{8.3)}を参考とし、材料係数 γ_m 、作用係数 γ_f 、構造解析係数 γ_a 、部材係数 γ_b 、および構造物係数 γ_i とした。

材料係数 γ_m は、「材料強度の特性値から望ましくない方向への変動、供試体と構造物中との材料特性の差異、材料特性が限界状態に及ぼす影響、材料特性の経時変化等を考慮して定めるものとする」と定義されている。第7章までの検討を踏まえると、接着剤および CFRP を適用したブラケット構造では、材料強度の特性値として、接合部強度および CFRP 埋込み定着部剥離強度に影響を与える既設橋のコンクリート強度が最も重要と考えられる。本研究の範囲内では、施工やその方向による強度のばらつきはブラケット構造の耐荷力に大きな影響を与えず、また、寸法効果による曲げ強度の低下は確認されなかった。しかし、接着剤および CFRP にはエポキシ樹脂を適用しており、材料特性の経時変化について一定の知見は得られたものの、さらなる検討が必要である。そこで、より多くの知見が得られるまでは、安全性の照査に用いる材料係数は、安全性1、安全性2とも、一般的なコンクリートの断面破壊に対する安全性照査に用いられている材料係数の1.3を基本とし、さらに、材料強度算出時に安全側の仮定を用いることで、付加的な安全率を担保することとした。

作用係数 γ_f は、「作用の特性値からの望ましくない方向への変動、作用の算定方法の不確実性、設計耐用期間中の作用の変化、作用の特性が限界状態に及ぼす影響等を考慮して定めるものとする」と定義されている。ブラケット構造に作用する荷重は外ケーブルの緊張力であり、一般に、既設橋の変形による外ケーブルの緊張力増加は少なく、また、経時変化により緊張力は減少していく。したがって、作用係数は1.0とする。

構造解析係数 γ_a は、「応答値算定時の構造解析の不確実性等を考慮して定めるものとする」と定義されている。ブラケット構造は、応答値算定の上では片持ちはりであり、精度の高い断面力が算出できると考えられるため、構造解析係数は1.0とする。

部材係数 γ_b は、「部材耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつきの影響、部材の重要度、すなわち対象とする部材がある限界状態に達したときに、構造物全体に与える影響等を考慮して定めるものとする」と定義されている。ブラケット構造は外ケーブルの緊張力を主桁に伝達する重要な構造である。また、ブラケット構造は曲げ破壊すると見なして問題のない可能性が高いものの、その耐力は既設コンクリートの破壊面性状に依存すると考えられ、部材耐力の計算上の不確実性を考慮しなければならない。よって、安全性1の照査に適用する部材係数は、コンクリート構造物のせん断破壊で用いられている値を参考に1.3とした。一方、安全性2の照査は、前述のとおり、接合部のクリープや経年劣化の影響が定量化できていないことによる付随的な照査であることから1.0とする。

構造物係数 γ_i は、「構造物の重要度、限界状態に達したときの社会的影響等を考慮して定めるものとする」と定義されている。構造物の重要度は対象の既設橋により異なるが、提案するブラケット構造はバックアップ構造を備えており、万一の場合も社会的影響は少ないと考えられることから、構造物係数は1.0とする。以上に設定した安全係数を表8-1に示す。

表 8-1 設定した安全係数

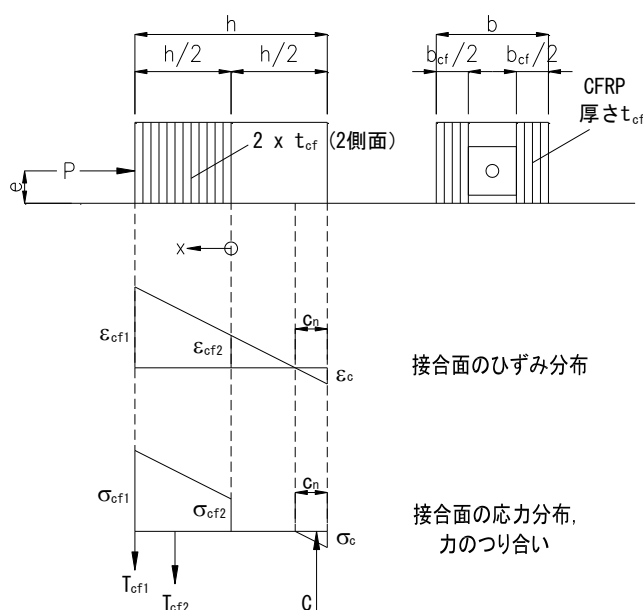
安全係数 要求性能	材料係数 γ_m	部材係数 γ_b	構造解析係数 γ_a	作用係数 γ_f	構造物係数 γ_i
安全性1	1.3	1.3	1.0	1.0	1.0
安全性2	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0

8.5 簡易設計手法に関する検討

8.5.1 曲げモーメントに対する設計

安全性 1 と設定した接合部強度に関する照査は、設計曲げモーメントが作用した時の、はり理論により求まる曲げ応力に基づき照査する。第 6 章の検討結果を踏まえ、接合部強度はコンクリート標準示方書による曲げ強度を基準とし、プレキャストブラケットを適用した場合その 90%、場所打ちブラケットを適用した場合その 80%とする。コンクリート標準示方書式による寸法効果に起因する曲げ強度の低下は、第 6 章の荷重試験では確認されなかったが、安全側の配慮としてコンクリート標準示方書式をそのまま用いる。応答値は設計曲げモーメントを接合面の断面係数で除して求めた応力とする。ここで、この時の既設コンクリートの表面処理はチッピングを、使用するエポキシ樹脂は本研究で用いた樹脂を前提とする。配合の異なるエポキシ樹脂を適用する場合は、第 4 章でのコンクリート接合部強度に関する検討に用いた曲げ試験により、本研究で用いた樹脂と同等以上の接着性能を有することを確認する。エポキシ樹脂の養生は、本研究で採用した 0.5 MPa の圧縮応力を 3 日間以上与える方法によることを原則とする。また、第 7 章でのクリープ特性に関して、エポキシ樹脂のガラス転移温度 T_g および 40℃環境下での機械的性質を確認し、本研究で用いたエポキシ樹脂と同等以上の T_g であり、かつ、40℃環境下での機械的性質の低下率が同等以下であることを確認することとする。これらに加えてクリープ試験を実施することが望ましい。

安全性 2 と設定した CFRP 埋込み定着部強度に関する照査は、設計曲げモーメントが作用した時の、CFRP に作用する応力に対して照査する。第 6 章の検討により、接合部の変位と CFRP ひずみには比例関係があることが明らかになった。そこで、図 8-2 に示す平面保持の仮定 (式 (8.1)) を適用した時の力のつり合い (式 (8.2)) より中立軸算出式 (式 (8.3)) を導いた。CFRP 補強のみの強度を算出するため、接合部強度は無視している。ここで、本研究での検討範囲を踏まえ、現時点での CFRP 埋込み部の幅は最大 20 mm とし、埋込み長は 25 mm 以上とする。CFRP 埋込み定着部の剥離破壊強度は式 (5.1) に埋込み部端部配置による低減係数 0.85 (第 5 章) を考慮し、式 (8.4) で求めることとした。すなわち、式 (8.4) により埋込み定着部が剥離破壊する時の CFRP に作用する荷重を算出し、それを CFRP 設計断



①ひずみの平面保持の仮定より、

$$\varepsilon_{cf1} = \varepsilon_c \times (h - c_n) / c_n \quad (8.1)$$

②力のつり合いより、

$$C = T_{cf1} + T_{cf2} \quad (8.2)$$

ここで、

$$C = (\varepsilon_c \cdot E_c \cdot b \cdot c_n) / 2$$

$$T_{cf1} + T_{cf2} = \varepsilon_{cf1} \cdot E_{cf} \cdot b_{cf} \cdot t_{cf} + \int_0^{\frac{h}{2}} \varepsilon_{cf}(x) \cdot E_{cf} \cdot 2t_{cf}$$

図 8-2 CFRP を引張補強材とした時の力のつり合い

$$c_n = \frac{-2A(b_{cf} + h) + \sqrt{2A(b_{cf} + h)^2 - 8A(3h^2/4 - b_{cf} \cdot h)}}{2} \quad (8.3)$$

$$P_c = 0.85 \times 0.31 \sqrt{f'_c} \cdot A_c / 1000 \quad (8.4)$$

ここで,

$$A = \frac{E_{cf} \cdot t_{cf}}{E_c \cdot b}$$

$\varepsilon_c, \varepsilon_{cf1}, \varepsilon_{cf2}$: コンクリート圧縮縁, CFRP 引張縁, ブラケット中央でのひずみ

$\sigma_c, \sigma_{cf1}, \sigma_{cf2}$: コンクリート圧縮縁, CFRP 引張縁, ブラケット中央での応力 (MPa)

b, b_{cf}, h, c_n : ブラケットの幅, 載荷面 CFRP の幅, 橋軸方向長さ, 中立軸位置 (mm)

E_c, E_{cf} : コンクリート, CFRP の弾性係数 (GPa)

t_{cf} : CFRP 1 枚当たりの設計厚さ (mm)

C, T_{cf1}, T_{cf2} : コンクリートの圧縮合力, 載荷面 CFRP の引張合力, 側面 CFRP の引張合力 (kN)

P_c : CFRP 埋込み定着部の剥離破壊荷重 (kN)

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (MPa)

A_c : 破壊角度を 45 度とした時の破壊面の水平投影面積 (mm²)

面積で除して応力(強度)を求める. 式 (8.1)~式 (8.3) により設計曲げモーメントが作用した時の CFRP に作用する応力(応答値)を算出し, 強度と応答値を照査する. 図 8-3 に曲げモーメントに対する設計手法のまとめを示す.

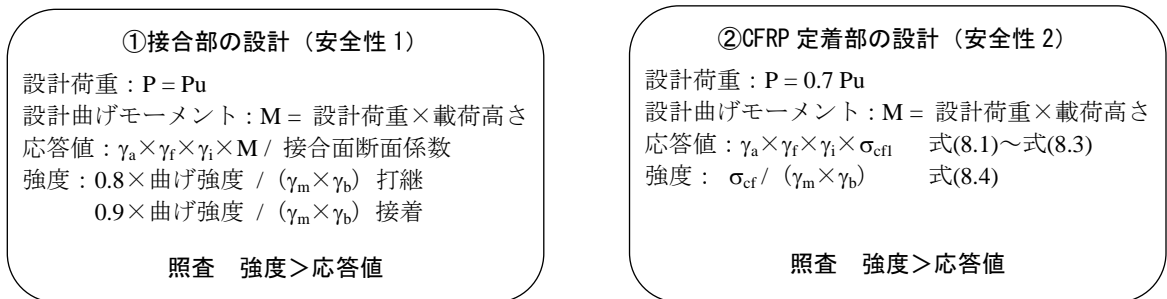


図 8-3 曲げモーメントに対する設計手法のまとめ

8.5.2 セン断力に対する設計

第 6 章の検討では, 試験体の破壊を曲げ破壊と見なしたため, 接合部および CFRP 補強のせん断力に対する強度は明らかとなっていない. そのため, セン断力に対する抵抗機構はせん断キーのみと安全側に仮定する. セン断キー強度に関する照査は, 設計荷重が作用した時の, 既設コンクリートせん断キー部に作用する応力に対して照査する. セン断キー強度は, コンクリート標準示方書に定められる支圧強度により求めることを基本とし, 応答値は設計荷重を有効抵抗面積で除して求める. ここで, 有効抵抗面積は, セン断キーの幅と深さを乗じて算出する. セン断力に対する安全性の照査は, 設計荷重, 安全係数ともに大きい安全性 1 により決定される.

8.5.3 バックアップ構造機能時の設計

バックアップ構造は、第 6 章の検討結果を踏まえ、図 8-4 に示すブラケット構造破壊後の力のつり合いを考慮して設計する。曲げモーメントに対して、接合面圧縮縁を回転中心とした時の回転モーメントのつり合いから PC 鋼棒に作用する荷重を算出し、それを応答値とする。PC 鋼棒の強度は、使用する PC 鋼棒の引張強度特性値に基づき設定する。ここで、PC 鋼棒には、ブラケット施工時のエポキシ樹脂養生を目的として、接合面に平均 0.5 MPa の圧縮応力を与える機能が必要なため、施工に必要な引張力（以下、施工要求）を併せて検討する。断面破壊に対する安全性照査は安全性 1 に対して行うものとし、せん断力に対しては、前述のせん断力に対する設計と同じ考えを適用し、ここでは検討を省略することとする。施工要求に関する照査は、断面破壊に対する照査とは異なるが、PC 鋼棒の降伏に対する材料係数を 1.3 とし、安全性 2 で照査する。

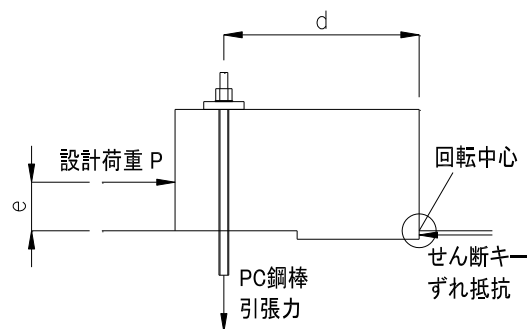


図 8-4 破壊後の力のつり合い

以上の簡易設計手法のフローチャートを図 8-5 に示す。

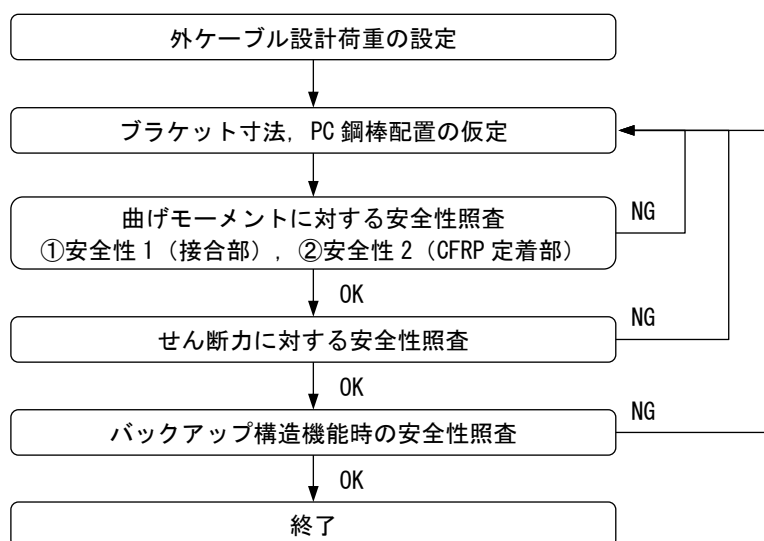


図 8-5 簡易設計手法のフローチャート

8.5.4 簡易設計手法の検証

第 6 章の実物大試験の大型ブラケット試験体、中型ブラケット試験体、および縮小モデル試験体に対し、簡易設計手法により安全性を照査した結果一覧を表 8-2（接着ケース）および表 8-3（打継ケース）に示す。ここで、主桁コンクリートの圧縮強度は 50 MPa、弾性係数を 33.0 GPa に統一した。ここでの設計荷重は、試験時に想定した荷重ではなく、最も応答値と強度の差が小さくなる照査から逆算して求まる許容設計荷重で、その決定要因を太線で囲って示した。また、バックアップ構造は、B 種 2 号（降伏点 930 MPa、引張強さ 1180 MPa）、直径 17 mm の PC 鋼棒を 4 本（圧縮側 2 本、引張側 2 本）とした。

接着ケースの結果に着目すると、大型ブラケットおよび中型ブラケットの許容設計荷重は、曲げモ

表 8-2 簡易設計手法による使用性、安全性の照査（接着ケース）

		単位	大型ブラケット		中型ブラケット		縮小モデル	
			安全性 1	安全性 2	安全性 1	安全性 2	安全性 1	安全性 2
ブラケット 設計条件	橋軸方向長さ	mm	1500		1000		600	
	直角方向高さ	mm	600		600		350	
	載荷高	mm	200		200		200	
コンクリート 設計条件	圧縮強度	MPa	50		50		50	
	弾性係数	GPa	33		33		33	
CFRP 設計条件	設計厚	mm	0.286		0.286		0.286	
	弾性係数	GPa	640		640		640	
	埋込み深さ	mm	35		35		25	
PC 鋼棒 設計条件	有効高	mm	1200		800		400	
	本数	本	4		4		4	
許容設計荷重		kN	980	690	490	350	150	105
曲げモーメント に対する照査 (①接合部)	応答値	MPa	0.87	—	0.98	—	0.71	—
	強度	MPa	0.87	—	0.98	—	1.15	—
	応答値/強度	—	1.00	—	1.00	—	0.62	—
曲げモーメント に対する照査 (②CFRP)	応答値	MPa	—	318	—	330	—	247
	強度	MPa	—	351	—	351	—	251
	応答値/強度	—	—	0.91	—	0.94	—	0.98
せん断力 に対する照査	応答値	MPa	47	—	23	—	17	—
	強度	MPa	59	—	59	—	59	—
	応答値/強度	—	0.80	—	0.39	—	0.29	—
バックアップ 構造の照査	応答値	kN	82	—	61	—	19	—
	施工要求	kN	—	113	—	75	—	26
	強度	kN	125	162	125	162	125	162
	応答値/強度	—	0.66	0.70	0.49	0.46	0.15	0.26

表 8-3 簡易設計手法による使用性、安全性の照査（打継ケース）

		単位	大型ブラケット		中型ブラケット		縮小モデル	
			安全性 1	安全性 2	安全性 1	安全性 2	安全性 1	安全性 2
ブラケット 設計条件	橋軸方向長さ	mm	1500		1000		600	
	直角方向高さ	mm	600		600		350	
	載荷高	mm	200		200		200	
コンクリート 設計条件	圧縮強度	MPa	50		50		50	
	弾性係数	GPa	33		33		33	
CFRP 設計条件	設計厚	mm	0.286		0.286		0.286	
	弾性係数	GPa	640		640		640	
	埋込み深さ	mm	35		35		25	
PC 鋼棒 設計条件	有効高	mm	1200		800		400	
	本数	本	4		4		4	
許容設計荷重		kN	870	610	435	310	150	105
曲げモーメント に対する照査 (①接合部)	応答値	MPa	0.77	—	0.87	—	0.71	—
	強度	MPa	0.77	—	0.87	—	1.02	—
	応答値/強度	—	1.00	—	1.00	—	0.70	—
曲げモーメント に対する照査 (②CFRP)	応答値	MPa	—	282	—	292	—	247
	強度	MPa	—	351	—	351	—	251
	応答値/強度	—	—	0.80	—	0.83	—	0.98
せん断力 に対する照査	応答値	MPa	41	—	21	—	17	—
	強度	MPa	59	—	59	—	59	—
	応答値/強度	—	0.69	—	0.36	—	0.29	—
バックアップ 構造の照査	応答値	kN	73	—	54	—	19	—
	施工要求	kN	—	113	—	75	—	26
	強度	kN	125	162	125	162	125	162
	応答値/強度	—	0.58	0.70	0.43	0.46	0.15	0.26

ーメントに対する接合部の安全性 1 に関する照査により定まった。この安全性 1 の許容設計荷重を外ケーブルの引張荷重 P_u と見なし、8.3 節で定義したとおり $0.7 P_u$ を安全性 2 の設計荷重とした。その結果、安全性 2 の照査は、強度に対する応答値の比率が 0.90 以上となり、同比率が 1.00 である安全性 1 の照査と同程度の安全率であると言える。また、安全性 2 の設計荷重 $0.7 P_u$ は、載荷試験時に想定した使用時の外ケーブルの設計荷重（大型ブラケット 700 kN、中型ブラケット 350 kN）とほぼ一致する荷重となった。

一方、縮小モデル試験体の許容設計荷重は、曲げモーメントに対する CFRP 埋込み定着部の安全性 2 に関する照査により定まり、縮小モデル試験で想定した同荷重（150 kN）の 70% となった。CFRP の埋込み長が 25 mm であるため、埋込み長が 35 mm の大型ブラケット、中型ブラケットと異なる結果になったと考えられる。安全性 2 の許容設計荷重を $0.7 P_u$ と見なし、安全性 1 の設計荷重 P_u を求めると 150 kN となる。安全性 1 の照査では、強度に対する応答値の比率が 0.62 となり、余裕のある結果となった。これらの逆算した許容設計荷重以下の容量の外ケーブルが、ブラケット構造に適用できると言える。

打継ケースの結果に着目すると、接合部強度で設計が定まる大型ブラケット、中型ブラケットの許容設計荷重が接着ケースと比較して 10% 程度低くなるが、これは曲げ強度を 10% 程度低く設定したためである。CFRP 埋込み定着部の照査で設計が定まる縮小モデルの許容設計荷重は、接着ケースと同じとなった。現在、想定しているブラケット構造の寸法では、せん断力、およびバックアップ構造は設計の決定要因とはならない。特にバックアップ構造の照査では強度が応答値に対して余裕があるが、これは、市場性を考慮して PC 鋼棒の径を、施工性を考慮して本数を決定したためである。

表 8-4 簡易設計手法による許容設計荷重と載荷試験結果の比較（接着ケース）

		単位	大型ブラケット		中型ブラケット		縮小モデル	
			安全性 1	安全性 2	安全性 1	安全性 2	安全性 1	安全性 2
簡易設計手法による許容設計荷重		kN	980	690	490	350	150	105
試験結果 (第 6 章)	平均値 (試験体数)	kN (体)	2140 以上 (解析)		1431 (4)		491 (12)	
	最小値 (該当試験体)	kN	2001 以上 (LP-2)		1304 (MP-2)		382 (C12-3)	
	最大値 (該当試験体)	kN	2008 以上 (LP-3)		1600 以上 (MP-4)		554 (C13-2)	
試験結果と 簡易設計手法 の比率	平均値	—	2.2 以上	3.1 以上	2.9	4.1	3.3	4.7
	最小値	—	2.0 以上	2.9 以上	2.7	3.7	2.5	3.6
	最大値	—	2.0 以上	2.9 以上	3.3 以上	4.6 以上	3.7	5.3

表 8-5 簡易設計手法による許容設計荷重と載荷試験結果の比較（打継ケース）

		単位	大型ブラケット		中型ブラケット		縮小モデル	
			安全性 1	安全性 2	安全性 1	安全性 2	安全性 1	安全性 2
簡易設計手法による許容設計荷重		kN	870	610	435	310	150	105
試験結果 (第 6 章)	平均値 (試験体数)	kN (体)	2004 以上 (4)		1156 (4)		451 (6)	
	最小値 (該当試験体)	kN	2001 以上 (LC-1)		1047 以上 (MC-3)		399 (C11-1)	
	最大値 (該当試験体)	kN	2008 以上 (LC-3)		1300 (MC-2)		506 (C11-2)	
試験結果と 簡易設計手法 の比率	平均値	4.3	2.3 以上	3.3 以上	2.6	3.7	3.0	4.3
	最小値	3.8	2.3 以上	3.3 以上	2.4 以上	3.4 以上	2.7	3.8
	最大値	4.8	2.3 以上	3.3 以上	3.0	4.2	3.4	4.8

簡易設計手法により決定された許容設計荷重と第 6 章の載荷試験結果の比較を表 8-4（接着ケース）および表 8-5（打継ケース）に示す。ここで、大型ブラケットは載荷試験ですべて破壊しなかったため、接着ケースの平均値は第 6 章の FEM 解析結果より 2140 kN と、打継ケースの平均値は試験結果の 2004 kN と設定した。また、縮小モデルの試験結果はエポキシ樹脂の種類、施工方向に関わらずすべて取り入れた。破壊しなかった試験体の結果は「以上」と示した。

試験体が破壊しなかった大型ブラケットを除き、簡易設計手法により定めた許容設計荷重は、試験最小値に対する比率が 2.5 以上であり、試験のばらつきを考慮しても安全率が 2.5 以上確保できていると言える。また、大型ブラケットにおいても、少なくとも 2.0 以上の安全率が確保できており、本章で提案した簡易設計手法を実構造物の設計に適用して問題ないと言える。今後、新たな知見が得られれば、許容設計荷重を高めることが可能と考えられる。

8.6 本章の結論

本章では、提案するブラケット構造の実用化に向け、簡易設計手法に関する検討を実施した。コンクリート標準示方書を参考に、各種安全係数を設定し、曲げモーメントに対する設計手法、せん断力に対する設計手法、およびバックアップ構造機能時の設計手法について検討した。また、簡易設計手法により定まる外ケーブルの許容設計荷重を算出し、第 6 章の載荷試験結果と比較することにより、簡易設計手法により担保される安全率の検証を行った。これらの検討の結果、得られた知見を以下に示す。

- (1) 曲げモーメントに対する設計に関し、はり理論による簡易的な設計手法を提案した。設定した安全係数に基づき外ケーブルの許容設計荷重を求めた結果、中型ブラケットおよび縮小モデル試験体の最小破壊荷重に対して 2.5 以上の安全率が確保できることが明らかとなった。また、試験体が破壊しなかった大型ブラケット試験体について、少なくとも 2.0 以上の安全率が確保されることが示された。
- (2) 曲げモーメントに対して、2 つの安全性に対する照査を設定し、接合部と CFRP が各々単独で設計荷重に抵抗できるよう照査することとした。第 6 章の検討で確認されたこれらの合成効果を無視することにより、付加的な安全率が考慮されると言える。
- (3) せん断力に対する照査およびバックアップ構造機能時の照査は、ブラケット構造の設計決定要因とならなかった。これは、載荷試験でせん断破壊およびバックアップ構造の破壊が生じなかったことと合致しており、本章で提案した設計手法を用いて問題ないと考えられる。
- (4) 本章で設定した安全係数および設計手法は、持続荷重の影響により接合部と CFRP の荷重分担割合が変化する可能性や、経年劣化による強度低下の影響を定量化するに至っていないことから、安全側の仮定に基づき定めたものである。今後、これらに対する新たな知見が得られた時、簡易設計手法を改善し、より合理的にブラケット構造を設計できる可能性がある。

8.7 簡易設計手法を確立するための課題

本章では既設コンクリートに劣化がないことを前提とした簡易設計手法の提案を試みた。簡易設計手法を確立するための今後の検討課題について以下に整理する。

- (1) 既設コンクリートの強度評価

第 6 章までの検討より、接着剤および CFRP を適用したブラケット構造の破壊強度は、既設橋のコ

ンクリート強度に依存することが明らかとなった。本研究の対象は「経年劣化による損傷は生じていないが耐荷性能の向上が要求される既設コンクリート橋」としたが、既設コンクリート強度の評価手法やその適用範囲について検討する必要がある。既設コンクリートの圧縮強度評価手法については一定の知見が得られており、既設コンクリートの圧縮強度を基準にブラケット構造の設計に用いる強度を設定する手法が考えられるが、ブラケット構造を適用して良い最低強度や、強度の評価手法そのものに関する検討が必要と考えられる。

(2) 既設桁の断面修復後にブラケット構造を構築した時の評価

上記の既設コンクリートの強度が不足する場合や、既設橋にコンクリートの劣化が確認される場合、例えば、断面修復により強度を改善した上で、ブラケット構造を構築する手法が考えられる。断面修復材の介在により、本研究の検討とは異なる破壊メカニズムとなる可能性が高い。この時の破壊メカニズムを明らかにするため、劣化を模擬したコンクリートまたは供用を終え撤去した劣化主桁等を断面修復した後、ブラケット構造を構築し、載荷試験により検証する必要がある。

(3) クリープ特性の評価

第7章のクリープ試験により、設計荷重に対する安全性は検証されたものの、特に接合部の40℃クリープ試験ではコンクリートの乾燥収縮の影響が大きく、クリープ変位を計測結果のみで直接評価するに至らなかった。また、エポキシ樹脂のT_gと試験温度の関係により、クリープ変位が異なることが明らかとされたが、それを定量的に把握するに至っていない。今後、これらの影響を定量的に把握するとともに、クリープ破壊が生じる条件を明らかにする必要がある。

(4) 経年劣化に対する評価

経年劣化に対する評価は、継続する実物大試験体の暴露試験により一定の知見が得られると考えられる。今後、暴露試験の評価手法を検討し、経年劣化の影響を定量的に把握する必要がある。また、今回の暴露試験体は1本の主桁に構築した4つのブラケットであり、1つの自然環境の限られた試験体数の結果しか得ることができない。周辺環境が異なることにより劣化パターンや進行速度が異なることが推察されるため、要素的な評価手法によりデータを蓄積する必要があると考えられる。

(5) 疲労に対する評価

外ケーブルの張力変動は、緊張力と比較して割合が小さいことから、本研究ではブラケット構造の疲労に対する検討を実施していない。しかし、エポキシ樹脂を適用した接合部やCFRP埋込み定着部の疲労に対する研究はほとんど実施されていないのが現状である。ブラケット構造の長期耐久性を評価するための基礎データとして必要と考えられ、接合部およびCFRP埋込み定着部の疲労強度に関わる研究が望まれる。

(6) 簡易設計手法の精度向上

上記の課題に対する知見が蓄積された時、提案した簡易設計手法の精度を向上させることができ、また、設計で考慮する安全係数を再設定することが可能と考えられる。本研究では、ブラケット構造の破壊に対して一定の安全率を確保することとしたが、今後データを蓄積し、より合理的な設計手法を確立する必要があると考えられる。

参考文献

- 8.1) プレストレスト・コンクリート建設業協会：外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル（案），2007.
- 8.2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編，2012.
- 8.3) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書 設計編，2012.

第 9 章 結論

9.1 本研究で得られた結論

本論文では、接着剤および炭素繊維を適用した外ケーブル補強工法に用いる定着ブラケット構造の実現に向け、引張補強材を配置しないブラケット構造の破壊性状、接着剤を適用したコンクリート接合部の強度、および炭素繊維シート（以下、**CFRP**）埋込み定着部の強度を把握した上で、接着剤および **CFRP** を適用したブラケット構造の強度ならびに破壊メカニズムに関する実験的および解析的検討を実施した。さらに、長期耐久性に関して、接着剤を適用したコンクリート接合部および **CFRP** 埋込み定着部のクリープ試験を実施し、エポキシ樹脂を適用した要素のクリープ性状を検証した。また、外ケーブルによりブラケット構造に緊張力を与えた実物大試験体の暴露試験により、ブラケット構造としてのクリープ挙動を検証し、今後引き続き、長期耐久性を検証していくこととした。最後にこれらの検討で得られた知見に基づく簡易設計手法の提案を試み、その妥当性を載荷試験結果と比較することにより確認した。以下に各章の結論を総括する。

第 2 章「既往の研究」では、本研究に関連する既往の研究および設計規準について整理し、接着剤および **CFRP** を適用したブラケット構造の課題をまとめた。本研究に関連する研究として、ブラケット構造に関する研究、コンクリート接合部の強度に関する研究、**CFRP** 補強に関する研究、および接着系あと施工アンカーに関する研究に着目した。その結果、以下の課題が残されていることが明らかとなった。

- (1) ブラケット構造に関する研究および設計規準より、ブラケット構造は、鉄筋、PC 鋼材等の引張主鋼材の配置が前提となっていること、および引張補強鋼材を配置しない構造の事例はないことがわかった。したがって、引張補強鋼材を配置しないブラケット構造の破壊メカニズムおよび **CFRP** による補強効果を明確にする必要がある。
- (2) コンクリート接合部の強度に関する研究より、コンクリートの打継目の強度は表面処理方法の影響を受けることが明らかとなっているが、その影響を定量的に評価するに至っていない。打継目の強度は、施工方向の影響を受けることが報告されている。接着剤を適用した接合部は、接着剤を適用しない接合部と比較して強度改善効果が期待できるが、その程度や寸法効果が明らかにされていない。また、長期耐久性に関する検討事例は少ないため、接合部の基礎的な強度を把握するとともに、寸法効果や施工方向の影響、および長期耐久性を把握する必要がある。
- (3) **CFRP** 補強に関する研究より、一般的な **CFRP** 接着補強の破壊メカニズムや長期耐久性に対し、各種検討がなされていることがわかった。また、接着剤にエポキシ樹脂を使用する場合、温度の影響を受けることが明らかにされている。しかし、提案するブラケット構造のように、既設コンクリートに **CFRP** を埋込み定着した事例はなく、埋込み定着部の破壊メカニズムを明らかにしなければならない。
- (4) **CFRP** 埋込み定着と類似構造のあと施工アンカーに関する研究より、短期強度に対しては多くの研究がなされているものの、長期耐久性に対する検討は少ないことがわかった。特に、米国ではクリープにより接着破壊する事例が報告されており、使用するエポキシ樹脂の配合により安全性は異なることが報告されている。よって、**CFRP** に埋込み定着を適用した場合、前述の短期強度に関する検討に加え、使用するエポキシ樹脂のクリープの影響を把握することが重要である。

第 3 章「接着剤を適用しないブラケット構造の基礎的挙動に関する研究」では、ブラケット構造の基礎的な破壊性状を明らかにするため、接合面に接着剤を適用せず、また、引張補強鋼材を配置しないブラケット構造の載荷試験を、実構造物の 1/2 スケールの縮小モデルにより実施した。載荷試験の試験パラメータは、表面処理方法、せん断キーの有無、配置位置、CFRP の種別および定着方法、載荷高さおよび載荷方法とした。また、非線形 FEM 解析により試験結果の妥当性を一部検証した。これらの検討の結果、得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 各試験体の曲げ強度にはばらつきが見られたが、これは、表面処理が均一でないこと、およびコンクリートの付着強度のばらつきが要因と推察した。試験ケース毎に結果を平均することにより、ばらつきの影響は緩和され、表面処理が同じ試験ケースでは、CFRP の埋込み補強ケースを除き、曲げ強度がほぼ同値となった。せん断スパン比の違い、せん断キーの有無および CFRP 貼付け補強の有無は曲げ強度に有意な影響を与えなかった。
- (2) ブラケット接合面の表面処理をチッピングおよび無処理とした場合の曲げ強度は、一体打ちの 32% および 17% であり、チッピングによる表面処理は曲げ強度改善にある程度効果が期待できるが、一体打ち強度を期待することはできないことがわかった。
- (3) 一体打ちの曲げ強度はコンクリート標準示方書式により算出した計算値の 80% となった。その理由の一つとして、せん断スパン比が小さい場合、せん断力の影響により見かけの一体打ち曲げ強度が小さくなる可能性が考えられる。また、試験のばらつきの範囲内である可能性やコンクリート標準示方書式の算定精度の影響も考えられるが、結果として試験値と計算値の差は 20% であり、せん断力が曲げ強度に与える影響は大きくなかったと言える。本研究で想定している程度のせん断スパン比を有するブラケット構造は、実用上、曲げ部材と見なして問題のない可能性が示された。
- (4) せん断キーを配置した試験体は、曲げひび割れと同時に回転する破壊性状であった。一方、せん断キーを配置しない試験体は、曲げひび割れ発生直後に水平方向にずれる破壊性状であった。
- (5) 圧縮載荷試験において、せん断キーあり、載荷高さ 100mm の試験体は、ひび割れ時に鉛直変位が急増した後、荷重が増加したが、載荷装置の摩擦による拘束が理由と考察した。この考察の妥当性を引張載荷試験および非線形 FEM 解析により検証し、ひび割れ発生荷重をブラケット構造の破壊荷重と見なして問題のないことを確認した。
- (6) 埋込み定着した場合、CFRP は曲げモーメントに対するブラケットの引張補強材として機能することが明らかとなった。ひび割れが発生するまでは、コンクリートの付着と CFRP の両方で曲げモーメントに抵抗し、ひび割れ発生後は CFRP のみで抵抗することがわかった。本試験の範囲内では、CFRP の種別や軸剛性の違いによる荷重－鉛直変位関係への影響は確認されなかった。
- (7) CFRP の埋込み定着部は、既設コンクリートがコーン状の破壊を示し、破壊荷重は一体打ちケースの 66% であった。既設コンクリートの破壊で強度が決定したため、CFRP 種別の違いは破壊荷重に影響を与えなかった。コーン状の破壊を示したことから、埋込み長を深くすれば CFRP による補強効果がより高まると考えられる。
- (8) 引張載荷試験より、せん断キーの位置およびハンチの有無により、破壊面が異なることが確認された。せん断キーにハンチを設けた場合、接合面での回転拘束は生じず、破壊荷重にせん断キーの位置の影響はほとんどないと考えられる。一方、せん断キーにハンチを設けない場合、回転変形がせん断キーにより拘束され、せん断キーの位置により異なる破壊性状を示すことが明らかとなった。せん断キーを接合面が曲げモーメントを受けた際の圧縮側に設けた場合は、破壊荷重への影響はほ

とんどないが、引張側に設けた場合は、回転変形の拘束が大きくなり、破壊メカニズムが異なることが確認された。引張側にハンチなしのせん断キーを設けることにより、回転破壊（曲げ破壊）に対して抵抗力の高い構造とできる可能性があるが、既設コンクリートの局部に応力集中を生じさせるため、本研究の範囲からは除外することとした。

- (9) 圧縮載荷試験の破壊時の鉛直変位は 0.03mm であったが、引張載荷試験では 0.01mm 以下で有意な変位は計測されなかった。非線形 FEM 解析により本事象を検証した結果、解析上は、破壊時の鉛直変位は 0.01mm 以下となることが確認された。

第 4 章「接着剤を適用したコンクリート接合部の強度に関する研究」では、コンクリート接合面に接着剤を適用した時の接合部の基礎的な強度および破壊性状を明らかにすることを目的として、試験パラメータをコンクリートの接合方法（打継、接着）および適用する接着剤の種類とした曲げ試験および破壊エネルギー試験を実施した。また、破壊エネルギー試験結果より引張軟化曲線を推定した。これらの検討の結果、得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 表面処理を遅延剤による洗出しとした場合、打継ケースにおけるアクリル系ポリマーディスパージョンおよび接着ケースにおけるポリマーセメントグラウトは、曲げ接着強度が接着剤を適用しない打継ケースの強度と同等であり、本試験の範囲内では強度の改善効果が確認されなかった。この理由として、本試験の試験体は室内で製作し、打継処理は遅延剤洗出しにより実施したため、接合面に粉塵等の異物がなく、また粗度が高く、接着剤を適用しないケースの強度が高かったことを推察した。
- (2) 打継ケースにおけるエポキシ樹脂も同様に、曲げ接着強度は接着剤を適用しない打継ケースの強度と同等であり、強度改善効果が小さかった。破壊はエポキシ樹脂との界面である打継コンクリートのモルタル部で生じ、また、打継コンクリートの粗骨材は接着剤に触れていなかった。よって、破壊面の粗度が小さくなりアンカー効果が減少したが、エポキシ樹脂により接着力が増加した結果、曲げ接着強度は接着剤を適用しない打継ケースと同等となったと考えられる。
- (3) 接着ケースにおけるエポキシ樹脂は、一体打ちコンクリートと比較して最大荷重が、曲げ試験で 10%程度、破壊エネルギー試験で 30%程度大きくなった。曲げ試験と破壊エネルギー試験で載荷方法が異なるものの、両試験とも強度が大きくなる結果が得られたことから、載荷時にエポキシ樹脂層が変形することにより、局所的な応力がエポキシ樹脂との接合面に集中し、コンクリート部に発生する応力が緩和された結果、破壊荷重が大きくなった可能性が考えられる。
- (4) 2 種類のエポキシ樹脂を使用した接着ケースでは、その弾性係数の違いにより、曲げ試験では破壊性状が異なったが、破壊エネルギー試験では破壊性状に違いが見られなかった。曲げ試験では弾性係数の低い方で、より接合面に近い部分が破壊することが確認された。破壊エネルギー試験で破壊性状が同じであった理由として、載荷方法が曲げ試験と異なることが要因と推察した。
- (5) 曲げ試験では、試験体毎の曲げ接着強度の平均値に対するばらつきは、エポキシ樹脂を使用した打継ケースの 1 つで 30%程度であったものの、その他の打継ケースでは 10%以内、接着ケースで 5%以内であった。本試験ではばらつきの小さい結果が得られたものの、コンクリートそのものの強度が曲げ接着強度に影響すると考えられることから、実構造物の設計強度を設定する際は、コンクリートの強度のばらつきを適切に考慮する必要がある。コンクリート標準示方書によるコンクリート強度のばらつきを考慮する材料係数が 1.3 であること、および本試験でのばらつきが 10%以内であ

ったことを考慮すると、本試験の範囲内では、設計における材料係数を 1.3 とし、30%程度のばらつきを見込んでおけば良いと考えられる。

- (6) 荷重－CMOD 曲線から最大荷重の 1/3 での割線剛性を算出した結果、一体打ちの剛性が最も高く、コンクリートを打ち継ぐこと、およびエポキシ樹脂層が存在することにより、剛性が低くなることが明らかとなった。この理由として、コンクリートを打ち継いだ場合の界面の引張剛性が一体打ちと比較して低いこと、およびコンクリートより低い弾性係数のエポキシ樹脂層が変形しやすいことが考えられる。
- (7) 1 本の仮想ひび割れをモデル化し、荷重－CMOD 曲線から引張軟化曲線を推定した。エポキシ樹脂による接着ケースでは、最大引張応力に達した後、ひび割れ幅 0.015mm まではエポキシ樹脂の伸びが影響し、その応力を保持する結果となった。また、0.015mm 以降は、コンクリートの破壊が支配的となり、結果として、一体打ちと近い勾配の引張軟化曲線が得られた。

第 5 章「炭素繊維シート埋込み定着部の強度に関する研究」では、CFRP 埋込み定着部の基礎的な破壊性状を明らかにすることを目的として、剥離破壊、引抜き破壊各々の破壊を生じさせる条件での載荷試験を実施した。試験パラメータは、埋込み長、埋込み位置、CFRP 種別、およびコンクリート強度とした。また、埋込み定着部の拔出し変位について試験データを初期剛性に着目して整理し、その計算値と比較した。これらの検討の結果、得られた主な知見を以下に示す。

- (1) CFRP 埋込み部の剥離破壊は、あと施工アンカーのコーン破壊と類似な性状を示した。あと施工アンカーのコーン破壊強度算出式を準用することにより、CFRP 埋込み部の剥離破壊強度を精度良く算出できることがわかった。計算上の破壊角度を 45 度とすれば、全ての試験体に対して安全側の計算値が得られた。ここで、埋込み長 50mm 以下の場合、本試験では支点拘束の影響を受けない CFRP 幅 25mm 当たりの剥離破壊強度が得られたと言える。一方、埋込み長 100mm の場合、十分な載荷支間長が確保されておらず、また、支点が回転を拘束できる構造でなかったことからコーン状の破壊とならなかったが、適切な条件で試験を実施すれば、さらに高い剥離破壊強度が得られると考えられる。
- (2) 支点が回転を拘束できる構造でなかったため、引抜き試験の荷重－変位関係にその影響が見られた。引抜き試験では、支点の回転の影響によりエポキシ樹脂層を含むコンクリートの曲げ変形が生じ、付加的な引張応力が付着面に作用したと言え、純粋な付着破壊による引抜き強度はさらに高いと考えられる。埋込み長 50mm 以下の場合、引抜き破壊荷重は剥離破壊荷重の約 3 倍であり、第 3 章のブラケット構造の載荷試験において、埋込み定着部がコーン状に剥離破壊したと相違ない結果が得られた。したがって、本ブラケット構造で想定している鉄筋かぶり程度の埋込み長では、既設桁の劣化、ひび割れがない状態で適切に施工された場合、埋込み部の破壊は剥離破壊に限定されることが考えられる。
- (3) 本試験では剥離破壊、引抜き破壊ともにばらつきの小さい結果が得られ、各ケースの平均値に対する各試験体の差は最大で 10%程度であった。また、CFRP の埋込み位置を既設コンクリートに設けた溝の端部とした場合、中央とした場合と比較して剥離破壊荷重が 15%程度、引抜き破壊荷重が 10%程度低下した。埋込み位置を端部とすることで、CFRP を配置した側の付着応力が高くなり、付着応力が均等に作用しないことが要因と推察したが、その程度は大きくないと言える。
- (4) CFRP の種別が異なることにより、引抜き破壊性状に影響を与えたが、破壊荷重には影響を与えな

かった。CFRP を 3 層積層した場合、CFRP の層間剥離が確認された。その他のケースでは、エポキシ樹脂とコンクリート間の付着破壊であった。また、引抜き破壊時の平均付着応力は、埋込み長の増加とともに減少した。CFRP の埋込み長との有効付着長が一致していないことが主要因と推察した。

- (5) 剥離破壊荷重以下の荷重－拔出し変位に着目し、剛性に関して整理した結果、試験値と計算値の差は最大で 30%程度であり、比較的近い値となった。埋込み定着部の有効付着長は、一般的な CFRP 接着工法のそれと同様に CFRP の剛性が高いほど、長くなる可能性が示唆された。埋込み長が 25mm の場合、有効付着長が確保されておらず CFRP 下端ですべりが生じたと推察された。

第 6 章「接着剤および炭素繊維を適用した外ケーブル定着ブラケット構造に関する研究」では、接着剤および CFRP を適用したブラケット構造の強度および破壊メカニズムを明らかにすることを目的として、1/2 スケールの縮小モデル試験体および実物大試験体による載荷試験を実施した。縮小モデル試験の試験パラメータは、ブラケット構造の構築方法（プレキャストまたは場所打ち）、接着剤の種類、CFRP 補強の有無および施工方向とし、実物大試験の試験パラメータは、ブラケット構造の構築方法およびブラケットの橋軸方向寸法とした。これらの載荷試験結果を踏まえ、ブラケット構造の破壊シナリオを設定し、そのシナリオを非線形 FEM 解析により検証した。これらの検討の結果、得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 接着剤と CFRP 補強を適用することにより、それらの合成効果のあることが明らかとなった。縮小モデル試験結果から、ブラケット構造に接着剤を適用することにより一体打ちの 80～90%程度の強度が、CFRP 補強により同 70%の強度が、接着剤と CFRP 補強を併用することにより同 100～110%程度の強度が期待できることが示された。
- (2) ブラケット構造の強度はその破壊性状の影響を受け、接合面が曲げモーメントを受けた際の引張側の破壊面が既設コンクリートの表層に近いほど強度が低く、鉄筋を露出させる程度に深いと強度が高くなることが示された。適用するエポキシ樹脂により破壊性状が異なり、打継用エポキシ樹脂を適用した場合は破壊面が表層に近く、接着用エポキシ樹脂を適用した場合は破壊面が深かった。これらの違いはエポキシ樹脂のコンクリートへの接着強度が要因であると推察した。
- (3) 打継用エポキシ樹脂を用いた鉛直面施工とした場合、ブラケットとエポキシ樹脂の界面で一部接着破壊が確認された。施工方向に起因してコンクリートとエポキシ樹脂の接着強度が低下した可能性が示唆されるが、CFRP 補強を同時に適用したため、強度への影響は 10%程度と少なかった。また、接着用エポキシ樹脂を用いて鉛直面施工とした場合、多くの試験体でその影響は確認されなかったが、縮小モデル試験において、試験体 1 体のみ既設コンクリートの表層で破壊し、その時の強度は打継用エポキシ樹脂が接着破壊した時と同等であった。
- (4) 既設コンクリートの接合面に角度を設けた場合、破壊強度が 14%低下した。接合面の角度によりブラケット中央での実質載荷高さが大きいため、見かけの強度が低下したと言える。実質載荷高さをを用いて曲げ強度を算出すると、角度のない試験体と同等以上の強度となることが明らかとなった。
- (5) はり理論による接合面引張縁の曲げ応力が 0.7 MPa となる荷重を設計荷重と設定した場合、縮小モデル試験体、実物大試験の中型試験体、大型試験体とも想定した設計荷重の 3 倍程度以上（曲げ強度 2.1 MPa 程度）の破壊強度が期待できることが明らかとなった。寸法効果や施工のばらつきによる明確な強度低下は確認されなかった。また、実物大試験では、一部の試験体で設計荷重および最

大荷重の繰返し載荷を実施したが、その影響は見られなかった。

- (6) 実物大中型試験体の試験結果より、CFRP のひずみと接合部の変位は比例関係となり、ブラケットの構築方法およびエポキシ樹脂の種類に関わらず一定の勾配が示された。この知見に基づき、接合部変位は、CFRP の埋込み定着部からの拔出し変位（第 5 章、式 (5.2)）とブラケット側面でのすべり変位の和と等しいとした時の CFRP 剛性算出式（式 (6.1)）を提案した。この提案式と第 4 章の検討結果に基づき設定した接合部の引張軟化曲線を適用した非線形 FEM 解析により、中型試験体の試験結果と解析結果が良く一致することを示した。
- (7) 縮小モデル試験および実物大試験結果より、ブラケット構造の破壊シナリオを設定した。まず、最初は接合部が主として荷重に抵抗し、その後、CFRP が有効に機能し始め、CFRP の荷重負担割合が増加していき、最終的に CFRP の埋込み定着部がコーン状に剥離破壊する。非線形 FEM 解析により、この破壊シナリオどおりにブラケット構造の破壊が進展することが確認された。
- (8) 接合部および CFRP 埋込み定着部の破壊時に、バックアップ構造として配置した PC 鋼棒が有効に機能し、せん断キーと機能を補完しあうことにより、安定して荷重を支持することが明らかとなった。この時の PC 鋼棒に作用する引張力およびせん断キーに作用する圧縮力は、接合面圧縮縁を回転中心とした力のつり合いより精度良く算出できることが示された。

第 7 章「外ケーブル定着ブラケット構造の長期耐久性に関する研究」では、外ケーブルによる持続荷重が作用した時のブラケット構造の安全性を検証することを目的として、CFRP 埋込み定着部および接着剤を適用した接合部のクリープ試験、および実物大試験体の暴露試験を実施した。クリープ試験では、20℃と 40℃の 2 水準を設定し温度依存性に関する検討を実施した。実物大試験体の暴露試験では、載荷から 3 か月半経過までに得られたデータをもとに、安全性の検証を行った。これらの検討の結果、得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 設計荷重レベルの持続荷重作用下では、CFRP 埋込み定着部のクリープ破壊は、20℃および 40℃の環境下において、問題とならない可能性が高いことが明らかとなった。20℃試験では、Findley のべき乗則に基づき推定した 100 年後の変位が、静的引抜き破壊荷重時の 1/3 程度の変位であり、クリープ試験後の耐荷力の低下は生じなかった。40℃試験では、載荷数日の間に 20℃試験と比較して大きな変位が生じたが、その後の変位の増加割合は小さく、また、クリープ試験後の耐荷力の低下は生じなかった。
- (2) CFRP 埋込み定着部のクリープ変位が 40℃試験の初期に大きく、その後の増加割合は小さくなった理由として、ガラス転移温度 T_g が指標となることが示された。 T_g は養生条件により異なることが明らかとされ、試験温度と T_g が近い場合は、エポキシ樹脂の剛性が低下し、大きなクリープ変位が生じることが確認された。その後、エポキシ樹脂の硬化が進み T_g が高くなるにつれ、クリープ変位は収束すると考えられる。養生温度条件を要因としたエポキシ樹脂そのものの引張試験を実施し、機械的性質の違いの一例を示した。
- (3) 接着剤を適用した接合部のクリープ特性も同様に、試験温度とエポキシ樹脂の T_g により、クリープ挙動が異なることが明らかとなった。 T_g が試験温度と比較して高い場合、20℃試験と 40℃試験で同様な結果が得られた。一方、 T_g が試験温度と同等な場合、埋込み定着部のクリープと同様に、初期に大きなクリープ変位が生じた。 T_g の高い樹脂を使用することにより、わが国の一般的な自然環境下ではクリープの温度依存性は問題とならない可能性が示された。

- (4) 本章で採用した接合部のクリープ試験方法では、接合部の水平変位の計測にコンクリートの乾燥収縮の影響が大きいことが確認された。20℃試験では、無載荷試験体の変位とコンクリート標準示方書式による計算値を比較し、その妥当性を検証した。今後、同種の試験を実施する際は、載荷試験体のコンクリートひずみを直接計測することにより、より精度の高い結果が得られると考えられる。
- (5) 実物大試験に適用した大型ブラケット試験体の暴露試験を実施した結果、載荷 105 日後までの計測結果により、持続荷重によるクリープ変位は収束傾向にあり、今後、変位が増加する可能性は低いことが明らかとなった。今後、暴露試験を継続し、持続荷重によるクリープ変位および材料劣化に起因する強度低下が問題とならないことを検証する必要がある。

第 8 章「外ケーブル定着ブラケット構造の簡易設計手法に関する検討の試み」では、提案するブラケット構造の実用化に向け、簡易設計手法に関する検討を実施した。コンクリート標準示方書を参考に、各種安全係数を設定し、曲げモーメントに対する設計手法、せん断力に対する設計手法、およびバックアップ構造機能時の設計手法について検討した。また、簡易設計手法により定まる外ケーブルの許容設計荷重を算出し、第 6 章の載荷試験結果と比較することにより、簡易設計手法により担保される安全率の検証を行った。これらの検討の結果、得られた知見を以下に示す。

- (1) 曲げモーメントに対する設計に関し、はり理論による簡易的な設計手法を提案した。設定した安全係数に基づき外ケーブルの許容設計荷重を求めた結果、中型ブラケットおよび縮小モデル試験体の最小破壊荷重に対して 2.5 以上の安全率が確保できることが明らかとなった。また、試験体が破壊しなかった大型ブラケット試験体について、少なくとも 2.0 以上の安全率が確保されることが示された。
- (2) 曲げモーメントに対して、2 つの安全性に対する照査を設定し、接合部と CFRP が各々単独で設計荷重に抵抗できるよう照査することとした。第 6 章の検討で確認されたこれらの合成効果を見捨てることにより、付加的な安全率が考慮されると言える。
- (3) せん断力に対する照査およびバックアップ構造機能時の照査は、ブラケット構造の設計決定要因とらなかった。これは、載荷試験でせん断破壊およびバックアップ構造の破壊が生じなかったことと合致しており、本章で提案した設計手法を用いて問題ないと考えられる。
- (4) 本章で設定した安全係数および設計手法は、持続荷重の影響により接合部と CFRP の荷重分担割合が変化する可能性や、経年劣化による強度低下の影響を定量化するに至っていないことから、安全側の仮定に基づき定めたものである。今後、これらに対する新たな知見が得られた時、簡易設計手法を改善し、より合理的にブラケット構造を設計できる可能性がある。

9.2 今後の課題

本研究で得られたブラケット構造に関する知見により明らかとなった今後の検討課題について以下に整理する。

(1) 既設コンクリートの強度評価

接着剤および CFRP を適用したブラケット構造の破壊強度は、既設橋のコンクリート強度に依存することが明らかとなった。本研究の対象は「経年劣化による損傷は生じていないが耐荷性能の向上が要求される既設コンクリート橋」としたが、既設コンクリート強度の評価手法やその適用範囲について検討する必要がある。既設コンクリートの圧縮強度評価手法については一定の知見が得られており、

既設コンクリートの圧縮強度を基準にブラケット構造の設計に用いる強度を設定する手法が考えられるが、ブラケット構造を適用して良い最低強度や、強度の評価手法そのものに関する検討が必要と考えられる。

(2) 既設桁の断面修復後にブラケット構造を構築した時の評価

上記の既設コンクリートの強度が不足する場合や、既設橋にコンクリートの劣化が確認される場合、例えば、断面修復により強度を改善した上で、ブラケット構造を構築する手法が考えられる。断面修復材の介在により、本研究の検討とは異なる破壊メカニズムとなる可能性が高い。この時の破壊メカニズムを明らかにするため、劣化を模擬したコンクリートまたは供用を終え撤去した劣化主桁等を断面修復した後、ブラケット構造を構築し、載荷試験により検証する必要がある。

(3) クリープ特性の評価

本研究で実施したクリープ試験により、設計荷重に対する安全性は検証されたものの、特に接合部の 40℃クリープ試験ではコンクリートの乾燥収縮の影響が大きく、クリープ変位を計測結果のみで直接評価するに至らなかった。また、エポキシ樹脂の T_g と試験温度の関係により、クリープ変位が異なることが明らかとされたが、それを定量的に把握するに至っていない。今後、これらの影響を定量的に把握するとともに、クリープ破壊が生じる条件を明らかにする必要がある。

(4) 経年劣化に対する評価

経年劣化に対する評価は、継続する実物大試験体の暴露試験により一定の知見が得られると考えられる。今後、暴露試験の評価手法を検討し、経年劣化の影響を定量的に把握する必要がある。また、今回の暴露試験体は 1 本の主桁に構築した 4 つのブラケットであり、1 つの自然環境の限られた試験体数の結果しか得ることができない。周辺環境が異なることにより劣化パターンや進行速度が異なることが推察されるため、要素的な評価手法によりデータを蓄積する必要があると考えられる。

(5) 疲労に対する評価

外ケーブルの張力変動は、緊張力と比較して割合が小さいことから、本研究ではブラケット構造の疲労に対する検討を実施していない。しかし、エポキシ樹脂を適用した接合部や CFRP 埋込み定着部の疲労に対する研究はほとんど実施されていないのが現状である。ブラケット構造の長期耐久性を評価するための基礎データとして必要と考えられ、接合部および CFRP 埋込み定着部の疲労強度に関わる研究が望まれる。

(6) 簡易設計手法の精度向上

上記の課題に対する知見が蓄積された時、提案した簡易設計手法の精度を向上させることができ、また、設計で考慮する安全係数を再設定することが可能と考えられる。本研究では、ブラケット構造の破壊に対して一定の安全率を確保することとしたが、今後データを蓄積し、より合理的な設計手法を確立する必要があると考えられる。

9.3 PC 橋および提案するブラケット構造のシナリオデザイン

9.3.1 PC 橋の現状

コンクリート構造物は「メンテナンスフリー」と言われてきたが、近年、塩害、中性化、およびアルカリシリカ反応等による経年劣化が顕在化した事例が多く報告されている。一方、建設後 50 年以上経過しても目立った劣化の兆候がなく、健全な状態で現存するコンクリート構造物も多く存在する。コンクリート構造物の劣化は、建設時の初期欠陥の有無、使用材料の優劣、施工の確実性、構造物の

周辺環境の違い、荷重作用の大小等、様々な要因が複合的に重なりあった結果として生じるものである。このような状況の中、コンクリート構造物の耐久性に関する研究が数多く実施され、各々の要因による劣化メカニズムが明らかとされてきており、近年では複合劣化に関する研究も多く見られるようになってきた。今後、さらなる知見が得られ、コンクリート構造物の劣化現象の解明が期待されるところである。

コンクリート構造物の中で PC 橋に着目すると、その使用性、安全性は、PC 鋼材の機能によるところが大きい。PC 橋は一般的な RC 橋と比較して、高強度、低水セメント比のコンクリートが使用されており、劣化因子は浸透しにくく耐久性が特に高いとされていた。また、仮にコンクリートの劣化や鉄筋腐食が生じて、PC 鋼材が健全である限り目立った耐荷力の低下は生じない事例が多い。しかし、塩害により PC 鋼材が腐食する事例が報告されており、また、PC 鋼材を保護するグラウトの充填不良に起因する PC 鋼材の腐食も確認されており、これらの要因により最終的には PC 鋼材が破断に至った事例も報告されている。PC 鋼材には常時、引張強度の 60% 程度の高い引張力が作用しており、特に PC 鋼棒が破断した場合、その衝撃により PC 鋼棒がコンクリートから突出し、その箇所によっては第三者被害が懸念される。しかし、グラウト未充填区間に PC 鋼材の腐食が生じた場合、腐食生成物による膨張圧がコンクリートに作用しないため、外観上、ひび割れ等の変状が確認できない場合がある。したがって、PC 橋の初期欠陥であるグラウト未充填を効率的に検知するため、衝撃弾性波等を用いた非破壊検査による手法が実用化されている。

PC 橋の塩害による劣化事例が比較的多く報告されている中、その補修方法には、ウォータージェット工法により劣化箇所を除去し補修材を用いて断面修復する方法や、電気防食工法による PC 鋼材の腐食進行抑制等がある。また、脱塩工法により劣化因子の塩化物イオンを除去する方法もある。断面修復工法では、塩化物イオンを含んだ既設コンクリートと断面修復材の界面付近でマクロセル腐食が生じ、補修後の再劣化が生じる事例が報告されている。脱塩工法では通電による PC 鋼材の水素脆化やアルカリ骨材反応促進が懸念されており、断続的な通電を実施する等の配慮がなされている。アルカリ骨材反応によるコンクリート劣化そのものは、PC 橋の耐荷力への影響は少ないとされていたが、近年、アルカリ骨材反応の膨張に起因する鉄筋曲げ加工部の破断が確認されており、特にせん断耐力への影響が懸念されているところである。

以上のような劣化因子に起因する PC 橋の変状のみならず、近年、骨材の品質に起因する過大なコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ事例も報告されており、多岐にわたる要因で PC 橋が経年劣化する可能性が示されている。また、道路橋の場合、車両の大型化や交通量の増加、耐震設計規準の変遷等により、健全な状態を維持している PC 橋においても、設計規準を満足するための補強が必要となるケースが多く、これらの変化に対応できるシナリオデザインが求められている。

9.3.2 PC 橋のシナリオデザイン

PC 橋を効率的かつ適切に維持管理していくためには、対象となる PC 橋のシナリオデザインが必要と考えられる。建設当初に付与する性能はもちろんのこと、時間とともにどのような性能の経時変化を想定するかのシナリオが重要である。また、すでに変状が生じた PC 橋に対する対処療法的な事後保全においても、その後の予防保全を含めたシナリオの設定が要求される。したがって、今後は新設、補修・補強に関わらず、PC 橋の生涯シナリオをデザインすることが求められる。

新設 PC 橋のシナリオデザインにおいて、性能低下要因は前述のとおり様々であるが、性能評価の核

となるのが「耐荷性能」と考えられる。PC 橋の維持管理において、多少の経年劣化が確認されても、それに起因する耐荷性能の低下が評価時点でなく、また、将来もその恐れがないと考えられる場合は、外観や第三者被害防止の要求を除けば、特に補修・補強は必要ないと考えられる。一方、例えば塩害による劣化は、PC 鋼材の腐食を引き起こす可能性があるため、塩害が懸念される環境に建設される PC 橋は、構造設計する時点で塩害に対するシナリオを設定しなければならない。このシナリオには、鉄筋かぶりを厚く設定することや、水セメント比の低いコンクリートや高炉スラグ微粉末を混入したコンクリートの使用、エポキシ樹脂塗装鉄筋・PC 鋼材の使用等により、塩害を受けることを前提とした上で、PC 橋の変状が生じるまでの期間を長くする対処方法が考えられる。塩害のみならず各種劣化要因に対する劣化進行速度の予測手法は、例えばコンクリート標準示方書に規定されており、何らかの検討、対策を実施することが可能となってきた。しかし、その予測精度には限界があることを認識した上で、予測から外れた場合のシナリオを事前に考慮しておくことが重要と考えられる。また、設計規準の改訂による補強等、PC 橋建設時にはその程度が予測できない要因も存在する。しかし、「何らかのイベントにより耐荷性能を向上させる必要が生じる」という種々のシナリオを包括できるシナリオを設定しておけば、多くの場合の対応が可能だと考えられる。

本研究で取り扱った外ケーブル補強工法は、一般に、既設 PC 橋の耐荷性能を補強前より向上させることを目的に採用されている。現行の設計手法では既設桁の削孔が必要であり、本研究で新たなブラケット構造を検討する要因となった。PC 橋の設計当初から、「耐荷性能の改善が必要となった時点で外ケーブル補強工法によりプレストレスを追加する」というシナリオを描いておけば、必然的に現状技術の緊結用 PC 鋼棒配置のための孔を建設時に設けておくこととなる。その際、孔を設けておくだけでなく、具体的な施工方法まで立案しておく必要があると考えられる。例えば、外ケーブルを新設当時から使用する PC 橋では、予備孔があらかじめ設置されるケースがある。この予備孔は、外ケーブルの取替えが必要となった場合に、取替え作業の間、PC 橋の安全性を確保するために追加プレストレスを導入する目的で設置されており、将来の維持管理を見越した配慮である。しかし、PC 橋端部の横桁に定着具が配置されている事例が多く、施工の際は、橋台パラペットや裏込め土の撤去が必要となり、多くの労力が必要となることが予測される。したがって、シナリオデザインにおいては、構造上の配慮のみならず、施工への配慮が重要だと考えられる。

既設 PC 橋のシナリオデザインにおいては、理想的には変状が顕在化する前に、予防保全およびその後のシナリオを設定することが望ましい。しかし、現状ではすでに変状を生じている橋が対象となることが多いため、まず、現状把握が重要だと考えられる。建設当時の設計図書、施工資料が現存しないケースがあり、この場合、新設 PC 橋と異なり、シナリオデザイン当初の設定がある仮定のもとに再現されることとなる。また、現在、多岐にわたる補修・補強工法が実用化されており、その工法の選定も重要な要素の一つとなる。したがって、補修・補強後のシナリオについては、新設 PC 橋よりばらつきが大きいことを踏まえ、多くのシナリオを設定する必要があると考えられる。例えば、塩害による損傷を受けた PC 橋に、断面修復工法による補修を適用した場合、その多くがかぶりコンクリート程度の補修となり、その他の既設コンクリート部には塩化物イオンが内在したままとなる。仮に断面修復と表面保護塗装工法を併用し、飛来塩分による塩害に対しては十分な対処ができたとしても、既設コンクリートから塩化物イオンが供給されるケースや、断面修復材と既設コンクリートの塩化物イオン濃度の差や界面に生じるひび割れによる水分の供給によりマクロセル腐食が生じるケースがある。この場合、電気防食工法を併用し鋼材腐食の進行を防止する方法が対策の一つとして考えられるが、

コストが増大することとなる。電気防食工法のみを適用した場合のシナリオや、近年、実用化されている犠牲陽極材を断面補修材に埋め込む工法の併用等を検討し、より効率的かつ適切な手法を選定する必要がある。

PC 橋の補修・補強では、既設コンクリートに削孔する時、既設鋼材を損傷し、強度を「改悪」してしまう事例が報告されている。本研究で検討したブラケット構造は、このような「改悪」を防止するための手法の一つとして考えられる。外ケーブルの定着ブラケットのみならず、PC 橋の補強工法では、新たな荷重作用点を構築するために、コンクリートブラケットが多く用いられているが、どの工法においても、引張主鋼材の配置が必要である。外ケーブル補強工法においては、既設主桁のウェブに貫通孔を設け、PC 鋼棒で緊結する手法が一般的であるが、耐震補強における補強対象が橋台、橋脚等である場合、貫通孔を設けることができないため、既設コンクリートに削孔し、鉄筋をエポキシ樹脂にて定着する手法が一般的である。本研究では接着剤および CFRP 補強をブラケット構造に併用することにより、一定の安全率が確保できることが明らかとなった。しかし、持続荷重作用によるクリープ変形や経年劣化の影響を定量的に評価するに至らなかったことから、長期的なシナリオを考慮して、現時点では径は小さくできるものの、削孔が必要なバックアップ構造を構築することとした。しかし、持続荷重が作用せず、かつ橋台の橋座部等、上面に構築するブラケットとして、本構造を採用する場合、バックアップ構造がなくとも十分な安全性および強度が期待できる工法となると考えられる。このように適用箇所によってもシナリオデザインは変わってくるため、適用対象や経時変化にともなう性能変化に十分留意して、適切なシナリオを設定する必要がある。

9.3.3 提案するブラケット構造のシナリオデザイン

最後に本研究で検討した外ケーブル補強工法に用いるブラケット構造の生涯シナリオについて述べる。本研究の検討により、経年劣化による強度低下が既設コンクリートにない場合、ブラケット構造は短期荷重に対して十分な強度を有することが明らかとなった。しかし、外ケーブルによる持続荷重に対する長期的なシナリオを明らかにするには至っていない。本研究で得られた知見に基づき、想定し得るシナリオを図 9-1 に示す。経年劣化による強度低下が生じず、また、クリープ破壊が生じない前提ではシナリオ 1 となる可能性が高い。すなわち、外ケーブル持続荷重の作用により、接合部のクリープが進行し、その変形により CFRP の分担荷重が増加し、接合部の分担荷重は減少する。その後、CFRP 定着部のクリープが進行し、再度接合部の分担荷重が増加する。これらの繰返しにより、最終的には平衡状態に落ち着くことが推察され、その後、クリープが収束し、既設橋の供用期間終了まで安定した状態を維持すると考えられる。

コンクリートの劣化またはエポキシ樹脂の劣化を想定する場合、シナリオ 1 のどの時点からでも、異なるシナリオとなる可能性がある。ブラケットコンクリートの劣化または接合部エポキシ樹脂の劣化を想定するシナリオ 2 では、接合部の強度が低下するものの CFRP 定着部の強度は低下せず、CFRP が主の抵抗機構となる。本研究の簡易設計手法ではこの状態を想定しているため、ブラケット構造の機能は維持されることとなる。一方、既設コンクリートの劣化を想定するシナリオ 3 では、接合部強度に加えて CFRP 定着部強度も低下し、何の対処もせずに劣化が進行した場合、最終的にはバックアップ構造が機能すると考えられる。この際、緊急処置として PC 鋼棒を緊張した上で、外ケーブル荷重を解放し、新たなブラケット構造を構築する必要がある。最後に、CFRP 定着部のエポキシ樹脂の劣化を想定する場合、接合部が健全である限り目立った変状は生じないと考えられる。

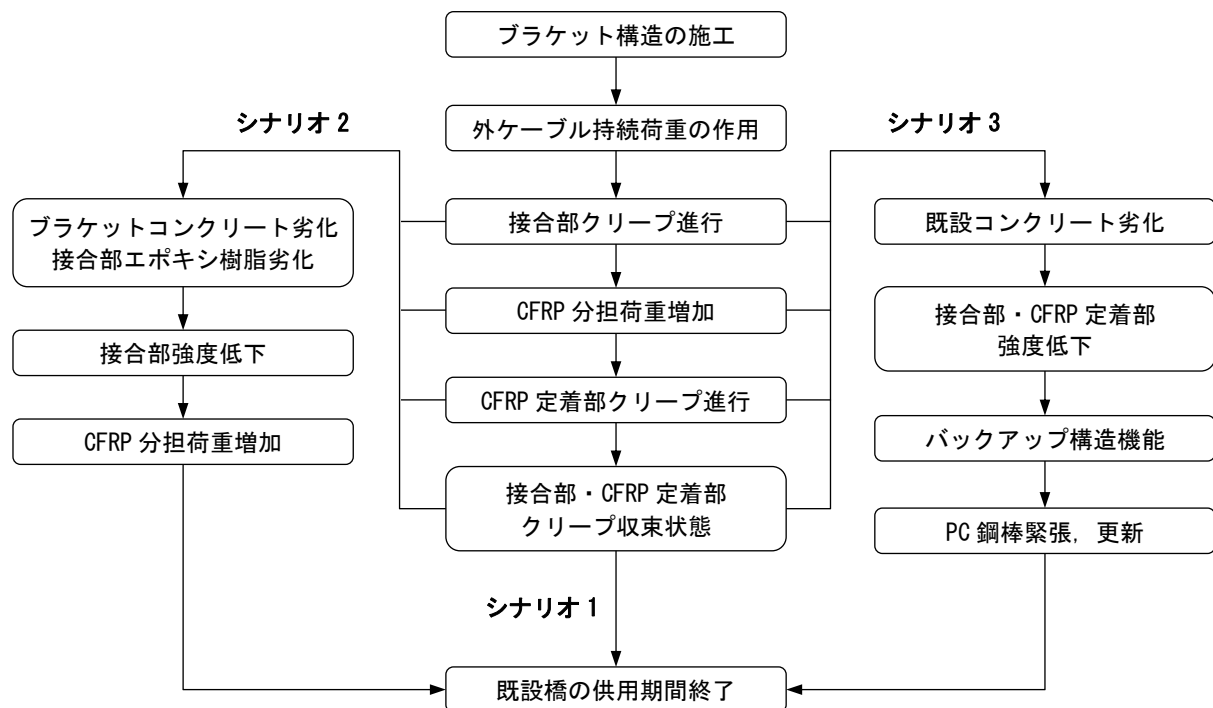


図 9-1 ブラケット構造の生涯シナリオ

以上に想定したシナリオの中では、バックアップ構造に頼らざるを得ないシナリオ 3 を防止しなければならない。現時点での技術による対処方法としては、表面保護塗装工法による既設コンクリートへの劣化因子の侵入抑制や、表面含浸材によるコンクリート表面の改質による耐久性向上等が挙げられる。しかし、これらの対処も完全なものではないことに留意し、一般的なコンクリート構造物同様、継続的なモニタリングが必要と考えられる。また、ここで想定したシナリオは本研究で得られた知見に基づくものである。このシナリオどおりにブラケット構造の生涯が進むかを実物大試験体の暴露試験および今後の実構造物への適用を通じて検証していき、「丈夫で美しく長持ち」するブラケット構造を実現したい。

謝辞

本論文は、接着剤および炭素繊維を適用した外ケーブル補強工法に用いる定着ブラケット構造に関して、筆者が2011年4月から3年間在籍した京都大学大学院 工学研究科 社会基盤工学専攻 博士後期課程において取り組んだ一連の研究成果をまとめたものです。本論文をまとめるにあたり、多くの皆様からご指導、ご支援、ご協力を賜りました。

京都大学大学院教授 宮川豊章博士には、本研究に取り組み始めた当初から「難しいテーマだから頑張るように」と叱咤激励をいただき、研究過程では筆者が想像もつかないような観点からの適切なご指摘、ご指導をいただきました。また、研究を通じて、幅広い見識からの考え方をご教授いただき、研究に取り組む姿勢を教えていただきました。厳しくも愛のあるご指導をいただき、無事に現在を迎えることができました。ここに心より厚く御礼申し上げます。

京都大学大学院教授 河野広隆博士、同教授 西山峰広博士には、本論文をまとめるにあたり、貴重なご助言、ご指導をいただきました。ここに深く感謝いたします。

京都大学大学院准教授 山本貴士博士には、本研究を進めるにあたり、細部まで幾度も相談させていただき、幅広い視野からのご助言、ご指導をいただきました。ここに厚く感謝の意を表します。京都大学大学院准教授 安琳博士、同助教 高谷哲博士には、研究過程において、貴重なご意見、ご指導をいただきました。ここに御礼申し上げます。研究室秘書の三木由有氏には、事務手続き等についていろいろとご教示いただきました。ここに感謝の意を表します。また、共に研究に取り組んだ修士課程学生の岡野暢弥氏には、実験の実施にあたり、多くのご協力をいただきました。ここに御礼申し上げます。

新日鉄住金マテリアルズ(株) コンポジット社 小林朗氏、小森篤也氏、荒添正棋氏には、本研究のすべての実験において、ご支援、ご協力をいただきました。ここに厚く御礼申し上げます。特に、荒添正棋氏には、研究を進めるにあたり、幾度も議論させていただき、貴重なご意見、ご助言をいただきました。ここに感謝申し上げます。(株) エスイー 石野隆之氏には、実物大試験体載荷試験の実施にあたり、多大なるご支援、ご協力をいただきました。ここに厚く御礼申し上げます。住友大阪セメント(株) 若杉三紀夫氏、桃井良英氏には、コンクリートへの接着剤の適用について、ご意見、ご助言をいただきました。ここに感謝申し上げます。

極東興和(株) 江良和徳博士には、研究室の先輩として、入学前の事務手続きから、社会人博士課程の学生としての生活の送り方、研究の進め方まで多くのご助言、励ましの言葉をいただきました。おかげさまで現在を迎えることができました。ここに感謝申し上げます。

(株) IHI インフラ建設代表取締役社長 小島治久氏、同取締役 鈴木健司氏、同 PC 技術部長 中村定明博士には、筆者が会社に籍を置きながら社会人博士課程の学生として研究を行う機会を与えていただきました。また、中村定明博士には、本論文をまとめるにあたり、貴重なご助言をいただきました。ここに深く御礼申し上げます。(株) IHI インフラ建設 PC 技術部 廣井幸夫氏には、研究を行う機会を与えていただくとともに、研究の遂行、本論文のまとめにあたり、多大なるご配慮、ご指導をいただきました。ここに厚く御礼申し上げます。

(株) IHI インフラ建設滋賀工場長 橋爪博文氏、牧大樹氏には、縮小モデル載荷試験、実物大試験体載荷試験、ならびに暴露試験の実施にあたり、多くのご支援、ご協力をいただきました。ここに深謝の意を表します。(株) IHI インフラ建設 PC 工事部 高橋慎作氏、武村光章氏、倉田孝司氏、永保貴史氏、薦田昌宏氏には、試験体の製作、載荷試験の実施から実施工方法の検討まで、多くのご支援、ご指導をいただきました。ここに深謝申し上げます。

(株) IHI インフラ建設 PC 技術部綾瀬試験センター 小林崇氏、高木祐介氏には、本研究のすべての実験において、試験体の製作から試験の実施まで、甚大なるご支援、ご協力をいただきました。ここに厚く御礼申し上げます。(株) IHI インフラ建設 PC 技術部西設計 G 西口裕之氏、鈴木広幸氏、郷保英之氏、中川佳祐氏には、縮小モデル載荷試験の実施にご協力いただくとともに、会社の業務において多大なるご支援をいただき、研究に集中できる環境を与えていただきました。ここに厚く御礼申し上げます。(株) IHI インフラ建設の多くの方々には、研究を進めるにあたり、数々の迷惑をおかけしたにもかかわらず、ご理解、ご協力をいただきました。ここに御礼申し上げます。

大阪工業大学大学院准教授 三方康弘博士、関西大学大学院助教 上田尚史博士、(独) 土木研究所 渡辺博志博士、阪神高速技研(株) 松本茂氏、阪神高速道路(株) 佐々木一則博士、西日本旅客鉄道(株) 湯浅康史氏には、実物大試験体載荷試験の見学会にご参加いただき、貴重なご意見、ご助言をいただきました。ここに深謝の意を表します。

清水建設(株) 田中博一博士、西日本旅客鉄道(株) 近藤拓也博士、西日本高速道路(株) 本荘清司氏、(株) ピーエス三菱 小林仁氏、(独) 土木研究所 河野哲也氏、大阪府 石川貴士氏、(株) 国際建設技術研究所 葛目和宏氏、電気化学工業(株) 宮口克一氏、西日本旅客鉄道(株) 吉田隆浩氏、(一財) 日本塗料検査協会 山田卓司氏、三井住友建設(株) 室田敬氏、西日本旅客鉄道(株) 村田一郎氏、三井住友建設(株) 佐々木亘氏には、ドクター・ミーティング等を通じて様々な議論をさせていただき、貴重なご意見、ご指導をいただきました。同じ専門の方々、異なる専門の方々のご意見を多く頂戴し、見識を広げることができました。ここに深く御礼申し上げます。特に、同時期に社会人博士課程に入学し、研究に取り組んだ小林仁氏には、常に暖かいご指導、励ましの言葉を頂戴し、本論文をまとめるにあたり励みとなりました。また、室田敬氏には、研究を進めるにあたり、数々のご助言をいただきました。心より御礼申し上げます。

最後に、本論文をまとめるにあたり、陰ながら応援してくれた両親と、いろいろと迷惑をかけたにもかかわらず、いつも支えてくれた妻 幸恵と息子 和樹に心より感謝の意を表し、謝辞といたします。ありがとうございました。

2014 年 3 月

山下 亮